

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ DE BOUIRA



Faculté des Sciences et Sciences Appliquées
Département de Génie Civil

Mémoire de Fin d'Etude

Présenté par :

HATTAB Messaoud
SAHRAOUI Abdelghani

En vue de l'obtention du diplôme de **Master** en :

Filière : **Hydraulique**
Option : **Ressources Hydrauliques**

Thème

**Etude d'Actualisation du Réseau d'Assainissement du Village de
Thameur, Wilaya de Bouira, Algérie**

Devant le jury composé de :

MERIDJA	Madani	MCB	UAMOB	Président
GHERNAOUT	Redhouane	MCA	UAMOB	Encadreur
ABED	Mourad	MAA	UAMOB	Examineur

Année Universitaire 2019/2020

REMERCIEMENTS

Nous remercions notre Dieu qui lui donné la force et la sagesse pour mener à bien cette humble œuvre.

Nous adressons toutes nos salutations et nos remerciements à ceux qui nous ont aidés directement ou indirectement à développer cette étude, notamment à:

- *Notre promoteur Monsieur GHERNAOUI pour ses orientations et son soutien.*
- *M. ZEGGANE pour vos efforts pour nous aider.*
- *Tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.*
- *Aux membres du jury qui ont été assez courtois pour examiner notre travail et apprécier sa vraie valeur.*

*✍ SAHRAOUI.A
ET
✍ HATTAB.M*

Dédicace

Au terme de cette étude, je tiens à exprimer mes sincères

sentiment à :

Mon père et ma mère pour leurs sacrifices et leurs

conseilles, sans les quelles je ne serais jamais

arrivé a ce niveau que dieu les gardent.

Mes sceurs

Toute la famille que prend le nom SAHRAOU

Pour mes collègues de travail

Et A tous mes amis.

Dédicace

*Je dédie ce modeste travail en signe de
reconnaissance et de respect.*

*A mes parents et grands parents pour les sacrifices
qu'ils ont consentis à mon égard*

A mes frères et sœurs

A toute ma grande famille HATTAB

A mes amis sans exception

Résumé

Ce travail a fait l'objet d'une étude d'actualisation et de réhabilitation du réseau d'assainissement du village de Thameur dans la wilaya de Bouira. L'ajustement des pluies max journalières à la loi de Gumbel et à la loi de Log Normale a permis de retenir une pluie max décennale de 82.9mm obtenue via la ligne de Galton et une intensité pluviale de courte durée de l'ordre de 240.73l/s/ha.

Le dimensionnement du réseau d'assainissement de village de thameur a été fait en se basant sur les débits des eaux de ruissellement et des eaux usées à évacuer et les pentes des ouvrages et en utilisant la formule de Bazin adaptée aux canalisations d'eaux pluviales ou unitaires. Les résultats obtenus ont montré que les diamètres des collecteurs varient de 200 et 800mm. Les vitesses moyennes d'écoulement sont acceptables ; elles varient entre 1.37 et 4.61m/s à l'exception du tronçon (R22-RS) du réseau 1 ($v = 7.83\text{m/s}$) pour lequel on propose soit l'installation d'un ou deux regards de chute pour diminuer la vitesse et éviter l'abrasion des tuyaux, soit pour des conduites résistants en fonte.

En ce qui concerne l'auto-curage, la première condition d'auto-curage est vérifiée pour tous les tronçons de notre réseau d'assainissement (réseau 1 et réseau 2) tandis-que la deuxième condition n'est vérifiée que pour les tronçons R1-R2 ($v_{ps}=1.24\text{m/s}$) et R23-R24 ($v_{ps}=1.23\text{m/s}$) du réseau 1, et les tronçons RD5-RD6 ($v_{ps}= 1.21\text{m/s}$) et RB12-RB13 ($v_{ps}=1.31\text{m/s}$) du réseau 2 sur lesquels on préconise l'installation des regards de chasse jouant le rôle de réservoirs périodiques

Mots clés: Assainissement, conduite d'eaux usées, eaux pluviales, système unitaire, paramètres hydrauliques, vitesse, auto-curage, Village de Thameur, Bouira.

ملخص

كان هذا العمل موضوع دراستنا لتحديث وتأهيل شبكة الصرف الصحي بقرية ثامر بولاية البويرة. أتاح مطابقة الأمطار اليومية القصوى لقانوني كامل وغالتون استخدام المطر الأقصى اليومي لفترة العودة $T = 10$ بواسطة خط غالتون (82.9mm) وشدة الأمطار لمدة قصيرة ولفترة عودة 10 سنوات قدرها 240.73 لتر/ ثانية/هكتار.

تم تحديد أبعاد شبكة الصرف الصحي لقرية الثمار بناءً على معدلات تدفق الجريان السطحي ومياه الصرف الصحي التي سيتم تفرغها ومنحدرات الهياكل وباستخدام صيغة بازين المتوافقة مع أنابيب مياه الأمطار الودودية. أظهرت النتائج التي تم الحصول عليها أن أقطار المجمعات تتراوح بين 200 و 800 مم. متوسط سرعات التدفق مقبولة؛ وهي تتراوح بين 1.37 و 4.61م/ثا باستثناء القسم (R22-RS) من الشبكة 1 ($v = 7.83\text{m/s}$) والذي نقترح بشأنه إما تركيب مفارق لتقليل السرعة وتجنب تآكل الأنابيب ، وإما استخدام أنابيب مقاومة مصنوعة من الحديد الزهر.

فيما يتعلق بالتنظيف الذاتي، تم التحقق من أول حالة تنظيف ذاتي لجميع أقسام شبكة الصرف الصحي لدينا (الشبكة 1 والشبكة 2). بالنسبة لشرط التنظيف الذاتي الثاني، لم يتحقق للأقسام R1-R2 ($Vps = 1.24\text{m/s}$) و R23- R24 ($Vps = 1.23\text{m/s}$) من الشبكة 1، والأقسام RD5-RD6 ($Vps = 1.21\text{m/s}$) و RB12-RB13 ($Vps = 1.31\text{m/s}$) من الشبكة 2، والتي نوصي بشأنها مفارق طاردة تلعب دور خزانات دورية.

الكلمات المفتاحية: الصرف الصحي، أنابيب مياه الصرف الصحي، مياه الأمطار، النظام الودودي، المعالم الهيدروليكية، السرعة، التنظيف الذاتي، قرية ثامر، البويرة.

Abstrat

This work was the subject of a study to update and rehabilitate the sewerage network in the village of Thameur in the Wilaya of Bouira. Fitting the daily maximum rainfall to the Gumbel and Galton distributions made it possible to retain a ten-year maximum rainfall of 82.9mm obtained via the Galton line and a short-term rainfall intensity of around 240.73 l/s/ha.

The dimensioning of the Thameur village sanitation network was made, based on the flow rates of runoff and wastewater to be evacuated and the slopes of the structures, and using the Bazin formula adapted to rainwater or unitary pipes. The results obtained showed that the diameters of the collectors vary from 200 and 800mm. Average flow velocities are acceptable; they vary between 1.37 and 4.61m/s except the section (R22-RS) of network 1 ($v = 7.83\text{m/s}$) for which we propose either the installation of one or two manholes to reduce the speed and avoid abrasion of pipes, or for resistant pipes made of cast iron.

With regard to self-cleaning, the first self-cleaning condition is verified for all the sections of our sewerage network (networks 1 and 2) while the second condition is only not verified for sections R1-R2 ($V_{ps} = 1.24\text{m/s}$) and R23-R24 ($V_{ps} = 1.23\text{m/s}$) of network 1, and sections RD5-RD6 ($V_{ps} = 1.21\text{m/s}$) and RB12-RB13 ($V_{ps} = 1.31\text{m/s}$) of network 2 on which the installation of flushing manholes playing the role of periodic tanks is recommended

Keywords: Sanitation, wastewater pipe, rainwater, unit system, hydraulic parameters, velocity, self-cleaning, Thameur tower, Bouira.

liste des tableaux

N° du tableau :	page
I.1 : Températures moyennes de la période (2000-2010) en °C.....	06
I.2 : Humidité moyenne mensuelle relative %	07
I.3: Vitesses moyennes mensuelles du vent (m/s).....	08
II.1 : Coefficient de ruissellement en fonction de type de surface	16
II.2 : Coefficient de ruissellement en fonction de densité de population	17
II.3: Coefficient de d'influence	20
II.4: Avantages et inconvénients des différents systèmes	29
III. 1: Pluie journalière maximale recueillies à la station de Bouira (1972 à 2010).....	33
III. 2 : Ajustement des pluies max journalière à la loi de Gumbel	35
III. 3 : Résultat d'Ajustement par logiciel Hyfran.....	37
III.4 : Ajustement des pluies max journalières à la loi de Log Normale (Galton)	38
III. 5 : Résultat d'Ajustement par le logiciel Hyfran.....	40
III.6 : Valeurs du coefficient climatique m	41
III.7: Caractéristiques de l'agglomération « réseau 1 ».....	46-47
III.8: Caractéristiques de l'agglomération « réseau 2	48-49
IV.1: Evaluation des débits des eaux usées des services publics.....	52
IV.2: Evaluation des débits des eaux usées des équipements pour chaque sous bassin du réseau	53-54
IV.3: Evaluation des débits des eaux usées des équipements pour chaque sous bassin du Réseau	55-56
IV.5: Calcul du débit total évacué (par temps de pluie) par le réseau 1.....	57-58
IV.6: Calcul du débit total évacué (par temps de pluie) par le réseau 2.....	59-60
V. 1: Calcul de la pente moyenne et des caractéristiques des canalisations (réseau 1).....	63-64
V. 2: calcul de la pente moyenne et caractéristique de canalisation (réseau 2).....	65-66
V. 3: Calcul des paramètres hydrauliques (réseau 1)	72-73-74
V. 4 : Calcul des paramètres hydrauliques (réseau 2)	75-76-77

liste des figures:

Figure N° :	Page
I.1 : Photo par satellite du village de Thameur	04
I.2 : Graphique de la température moyenne mensuelle.....	06
I.3 : Graphique de l'humidité moyenne.....	07
I.4: Vitesses moyennes mensuelles du vent (m/s)	08
II.1 : Schéma perpendiculaire.....	22
II.2 : Schéma à déplacement latéral	22
II.3 : Schéma collecteur transversal ou oblique	23
II.4: Schéma à collecteur étagé	23
II.5: Schéma de type radial	24
II.6: Système unitaire	26
II.7: Système séparatif.....	27
II.8: Système pseudo-séparatif.....	28
III. 1: Ajustement des pluies max journalières à la loi de Gumbel.....	36
III.2: Ajustement des pluies max a la loi de log normale(Galton).....	39
III.3: Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires.....	43
III.4: Type et schéma du réseau d'évacuation.....	44
V.1 : Représentation de la relation de Chézy pour les réseaux pluviaux en système unitaire ou séparatif.....	71
V.2: Variation des débits et des vitesses en fonction du remplissage.....	72
VI.1 : Coupe transversale d'une tranchée avec la mise en place de la conduite.....	82
VI.2 : Pose de canalisation.....	83

Sommaire

	Page
Introduction générale.....	1

Chapitre I présentation de son d'étude

I.1 Introduction :.....	3
I.2 Situation géographique :.....	4
I.3 Données naturelles du site :.....	5
I.3.1 Situation topographique :.....	5
I.3.2 Analyse géologique :.....	5
I.3.3 Hydrogéologie :.....	5
I.3.4 Situation climatique :.....	5
I.3.4.1 La température :.....	6
I.3.4.2 Humidité relative :.....	7
I.3.4.3 Le vent :.....	8
I.3.4.4 Pluviométrie :.....	9
I.4 Hydrographie :.....	9
I.5 Encombrement du sous sol :.....	9
I.6 Population :.....	9
I.7 Conclusion :.....	10

Chapitre II généralité sur l'assainissement

II.1 Introduction.....	11
II.2 Définition d'un réseau d'assainissement.....	11
II.3 Différents types des eaux usées.....	11
II.3.1 Eaux industrielles.....	11
II.3.2 Eaux du service public.....	12
II.3.3.1 Quantité à évacuer.....	14
II.4 Eaux de ruissèlement (Pluviales).....	14
II.4.1 Débit à évacuer.....	15
II.4.1.1. Critique de la méthode rationnelle.....	19
II.4.1.2 La méthode superficielle.....	19
II.5 Structure physique du réseau.....	21
II.6 Schémas types des réseaux d'évacuation.....	22
II.6.1 Schéma perpendiculaire au cours d'eau.....	22
II.6.2 Schéma type « collecteur latéral ».....	22
II.6.3 Schéma type « collecteur transversal ».....	23

II.6.4 Schéma type « par zones étagées ».....	23
II.6.5 Schéma type « centre collecteur unique ».....	24
II.7 Différents types des réseaux d'assainissement	25
II.8 Choix d'un système d'évacuation.....	26
II.8.1 Réseau unitaire.....	26
II.8.2 Réseau séparatif.....	27
II.8.3 Réseau pseudo séparatif.....	29
II.9 Avantages et inconvénients des différents systèmes d'évacuation.....	30
II.10 Conclusion.....	31

Chapitre III Etude hydrologique et calcul de base

III.1 Introduction.....	32
III.2 Étude hydrologique.....	32
III.2.1 Choix de la période de retour de dimensionnement.....	32
III.2.2 Etude des précipitations.....	33
III.2.2.1 Données pluviométriques et méthodologie d'ajustement.....	33
III.2.2.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.....	35
III.2.2.3 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Log Normale (loi de Galton).....	38
III.2.3 Calcul de l'intensité pluviale fréquentielle de courte durée (tc).....	42
III.3 Calcul de base.....	43
III.3.1 Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires.....	43
III.3.2 choix du système et du schéma d'évacuation.....	44
III.3.3 Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin.....	45
III.4 Conclusion.....	51

Chapitre IV évaluations des débits

IV.1 Introduction.....	52
IV.2 Evaluation des débits des eaux usées.....	52
IV.2.1 Estimation des débits des eaux usées domestiques.....	52
IV.2.1.1.Evaluation du débit moyen journalier.....	52
IV.2.1.2 Evaluation du débit de pointe.....	53
IV.2.1.3 Evaluation des débits des services publics.....	53
IV.3 Evaluation des débits pluviaux et totaux.....	57
IV.4 Conclusion.....	62

Chapitre V Calcul hydraulique

V.1 Introduction.....	63
V.2 Pente et caractéristiques de canalisation	63
V.3 Dimensionnement du réseau d'assainissement.....	68

V.3.1 Dimensionnement du réseau.....	68
V.3.2 Détermination des paramètres hydrauliques.....	69
V.3.3 Vérification des conditions d'auto curage.....	72
V.4 Conclusion.....	80

Chapitre VI organisation du chantier

VI.1 Introduction.....	81
VI.2 Objectif de réalisation de chantier.....	81
VI.3 Informations sur les réseaux publics existants.....	81
VI.4 Actions sur les conduites.....	82
VI.5 Exécution des travaux.....	82
VI.5.1 Vérification, manutention des canalisations.....	82
VI.5.2 Décapage de la couche végétale.....	83
VI.5.3 Emplacement des jalons des piquets.....	83
VI.5.4 Exécution des tranchées et des fouilles.....	83
VI.5.5 Aménagement du lit de pose.....	85
VI.5.6 Mise en place des conduites.....	85
VI.5.7 Assemblage des conduites.....	85
VI.5.8 Construction des regards.....	86
VI.5.9 Remblai des tranchées.....	86
VI.6 Conclusion	87

Conclusion générale.....	88
---------------------------------	-----------

Bibliographie

INTRODUCTION GENERALE

L'eau demeure une source de vie des êtres vivants, élément essentiel dans leur subsistance et leur développement dans les différentes catégories telles que l'agriculture, la consommation humaine, l'industrie et la production d'énergie.

L'eau sur terre c'est la vie. C'est un bien commun à toute la population et il est du devoir de chacun de protéger et de veiller à une utilisation plus rationnelle de cette ressource rare et précieuse. A cet égard, des techniques hydrauliques telles que l'assainissement et l'alimentation en eau potable sont utilisées de nos jours.

L'assainissement des agglomérations a pour but d'assurer la collecte et le transit de la rétention de l'ensemble des eaux polluées, pluviales ou usées soient-elles. Il procède également au traitement de ces eaux avant leur rejet dans le milieu naturel. Ceci, bien évidemment, se fait par des modes compatibles qui prennent en considération les exigences de la santé publiques et de l'environnement.

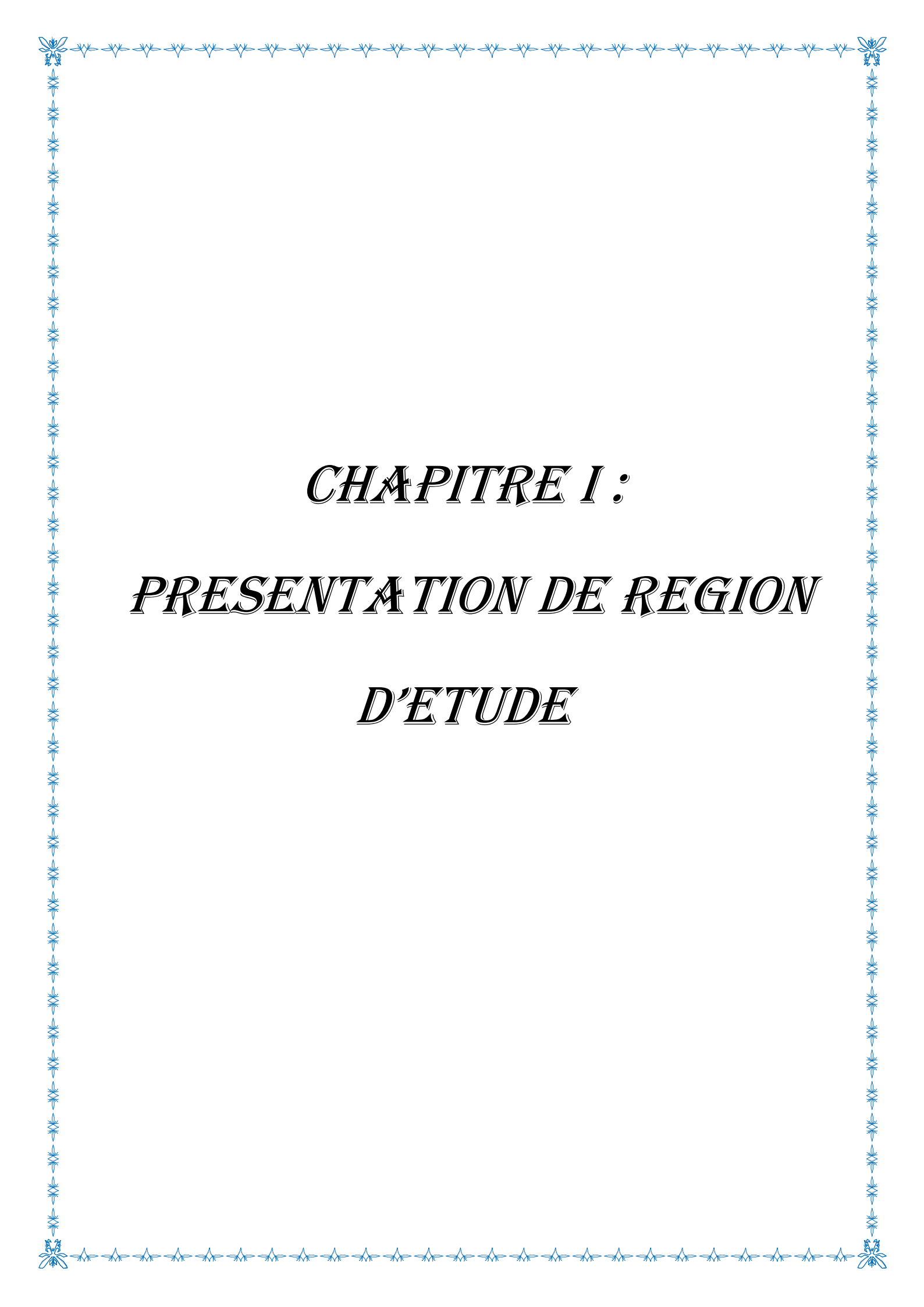
Le système de canalisation du réseau d'assainissement, quelque soit sa nature, projeté au niveau d'une zone rurale, urbaine, industrielle permet d'évacuer :

- Les eaux pluviales en quantité importante, qui englobent toutes les eaux de ruissèlement ;
- Les eaux usées (eaux vannes, ménagères, etc.) provenant des habitations appelées également eaux d'origine domestique ;
- Les eaux usées provenant des industries et services publics.

C'est ainsi que se dresse notre travail, qui consiste à actualiser et réhabiliter le réseau d'assainissement du village de Thameur dans la willaya de Bouira en faisant tous les calculs hydrauliques nécessaires afin d'assurer un fonctionnement hydraulique normal du réseau d'évacuation à court et moyen terme.

Dans le cadre de préparation de ce mémoire de fin d'étude nous avons établis le plan de travail suivant :

- Introduction générale ;
- Chapitre I : Présentation de la région d'étude ;
- Chapitre II : Généralités sur l'assainissement (recherche bibliographique) ;
- Chapitre III : Etude hydrologique (ajustement des pluies max journalières à la loi de Gumbel et à la loi Log Normal en vue de l'obtention de l'intensité pluviale fréquentielle de courte durée (15mn) et de période de retour 10 ans) ;
- Chapitre IV : Evaluation des débits d'évacuation des eaux de ruissellement et des eaux usées d'origines domestique et équipement pour l'ensemble des sous bassins délimités de la région d'étude ;
- Chapitre V : Calcul hydraulique (détermination des débits à évacuer par le réseau d'assainissement du village de Thameur, dimensionnement des collecteurs, détermination des paramètres hydrauliques et vérification de l'auto curage) ;
- Chapitre VI : Organisation du chantier (synthèse des différents travaux nécessaires pour planification et l'organisation de chantier).
- Et enfin, nous avons terminé par une conclusion générale.



CHAPITRE I :

PRESENTATION DE REGION

D'ETUDE

I.1 Introduction :

Avant d'entamer n'importe quel projet d'assainissement, l'étude du site est nécessaire pour connaître les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs qui influencent sur la conception de ce projet.

En effet, chaque site présente des spécificités touchant en particulier l'assainissement que ce soit :

- les données naturelles du site ;
- les données relatives à l'agglomération ;
- les données relatives au développement futur de l'agglomération,
- les données propres à l'assainissement ;

Donc la présentation de l'agglomération est une phase importante pour procéder à l'élaboration de l'étude, du diagnostic et de l'extension du réseau d'assainissement du village de Thameur.

I.2 Situation géographique :

Le village de Thameur est situé à 10 km à l'est de la commune de Bouira. Il est limité :

- Au Nord, par la route N=05 ;
- Au Sud, par l'autoroute Est-Ouest ;
- A l'Est par la commune de l'Asnam ;
- A l'Ouest par la commune de Bouira.



Figure I.1 : Photo par satellite du village de Thameur

Le village de Thameur occupe une superficie de 17.3 ha. Il est traversé par la RN n°5. Ce village a été créé dans les années soixante-dix et est essentiellement un village agricole.

II.3 Données naturelles du site :

II.3.1 Situation topographique :

La plaine qui occupe une partie importante du ce village représente une pente allant de 0 % à 5 % de cette catégorie où la ville est implantée. La pente va de l'Ouest vers l'Est jusqu'aux environs de l'Oued de **AL-Dhous** pour progresser ensuite vers les collines. En allant vers le Sud de la ville l'altitude augmente et atteint une côte de 500 m.

II.3.2 Analyse géologique :

La géologie étudie la nature du sol, qui détermine le mode de réalisation des tranchées et les engins à utiliser. Les terres de Thameur sont de texture différente d'une zone à une autre. Elles sont caractérisées par des terres argilo-limoneuses et limono-argileuses très profondes qui conviennent à toutes les cultures, particulièrement aux cultures pérennes (pêche et pommiers).

II.3.3 Hydrogéologie :

La plupart des formations hydrogéologiques sont perméables et semi-perméables. Le village est traversé par deux cours d'eau essentiels, le premier Oued AL-Dhous à coté du village qui la longe d'Est à l'Ouest, et le second Oued Ziane occupant la partie sud de la commune.

II.3.4 Situation climatique :

Le climat de la région de Bouira est chaud, sec et relativement humide en été, froid et pluvieux en hiver.

Il y a lieu de signaler qu'après l'achèvement des travaux de la réalisation des deux dernier barrages par l'ANBT (Agence Nationale des Barrages et de Transfert), le climat est devenu plus humide.

Pour une étude climatologique de notre zone d'étude, nous nous sommes basés sur les données enregistrées au niveau de la station météorologique de Bouira.

II.3.4.1 La température :

Notre région d'étude présente un hiver rigoureux et un été chaud avec des amplitudes annuelles fortes atteignant respectivement 5° et 30°. La station de Bouira a enregistré les moyennes mensuelles, de la température enregistrée durant la période 2000-2010, montrées dans le tableau (I.1) et représentées dans la figure (I.2).

Tableau I.1 : Températures moyennes de la période (2000-2010) en °C.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	T.M
$T_{\min}^{\circ C}$	0.9	-1.2	0.8	5.5	5.1	8	14.8	17	14	7.3	5.1	-0.4	6.4
$T_{\text{moy}}^{\circ C}$	10.7	10.4	11.2	16.9	19.3	23.5	27.5	28.5	25.2	20.3	15.3	8.8	18.2
$T_{\max}^{\circ C}$	20.5	22	21.6	28.3	33.5	39	40.2	40	36.5	33.3	25.5	18	29.9

Source : ONM Ain Bessem, 2010

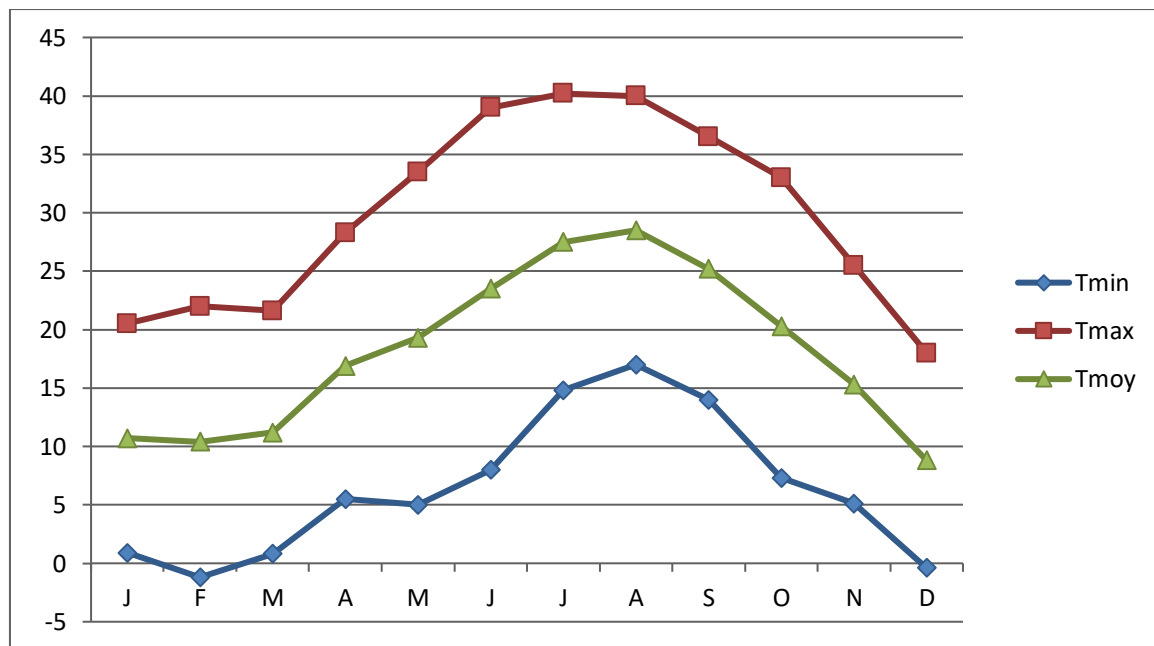


Figure I.2 : Graphique de la température moyenne mensuelle

I.3.4.2 Humidité relative :

L'air étant conditionné par la température de l'air. Son humidité varie inversement a celle-ci ; elle reste néanmoins stable et varie entre 35 et 80%. L'humidité moyenne relative mensuelle de l'air est donnée dans le tableau (I.2) et montrée par la figure (I.3).

Tableau I.2 : Humidité moyenne mensuelle relative % .

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy
Humidité	74	69	79	63	62	35	43	45	57	55	66	80	61

Source : ONM Ain Bessem, 2010

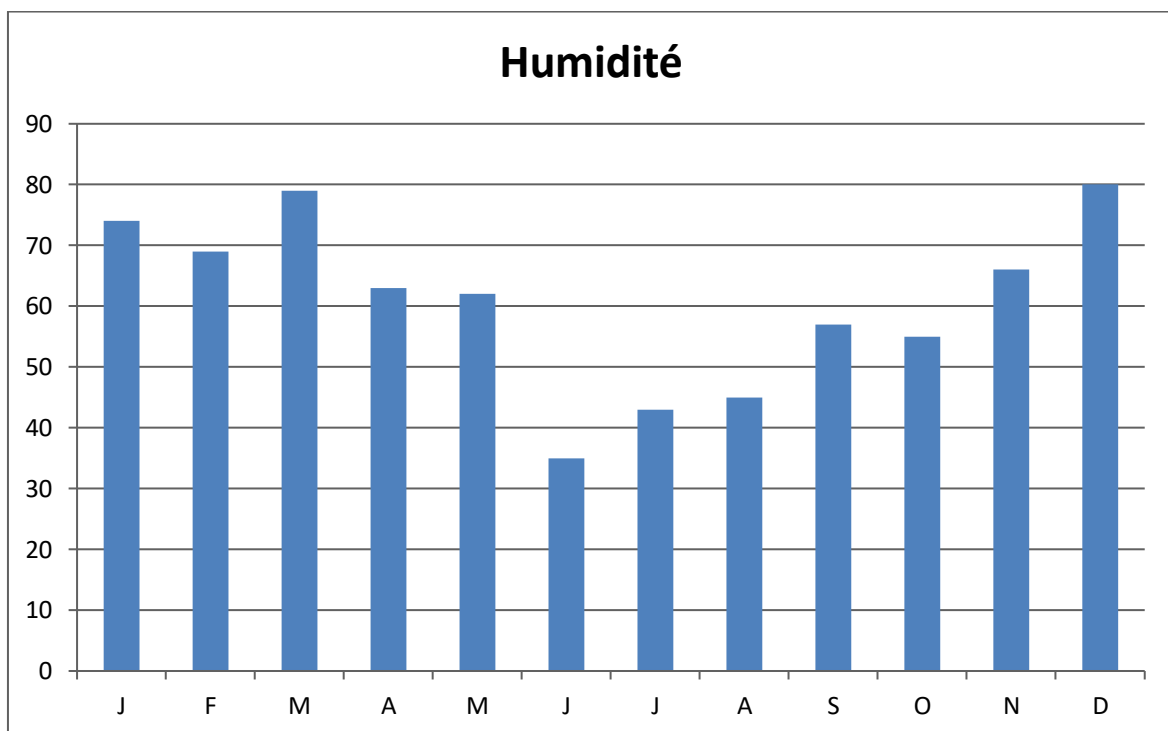


Figure I.3 : Graphique de l'humidité moyenne

I.3.4.3 Le vent :

Le vent est un paramètre important qui entre dans la projection des systèmes d'irrigation (surtout dans l'irrigation en aspersion). Le tableau des valeurs moyennes mensuelles du vent (tableau I.3 et figure I.4) montre une stabilité dans la vitesse de celui-ci (varie entre 3.1 et 4.8m/s) ce qui permet de négliger son effet sur le système d'irrigation.

Tableau I.3: Vitesses moyennes mensuelles du vent (m/s)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy
V (m/s)	4.4	4.8	4.4	3.7	3.3	3.6	3.4	3.4	3.4	3.1	4.7	4.1	3.9

Source : ONM Ain Bessem, 2010

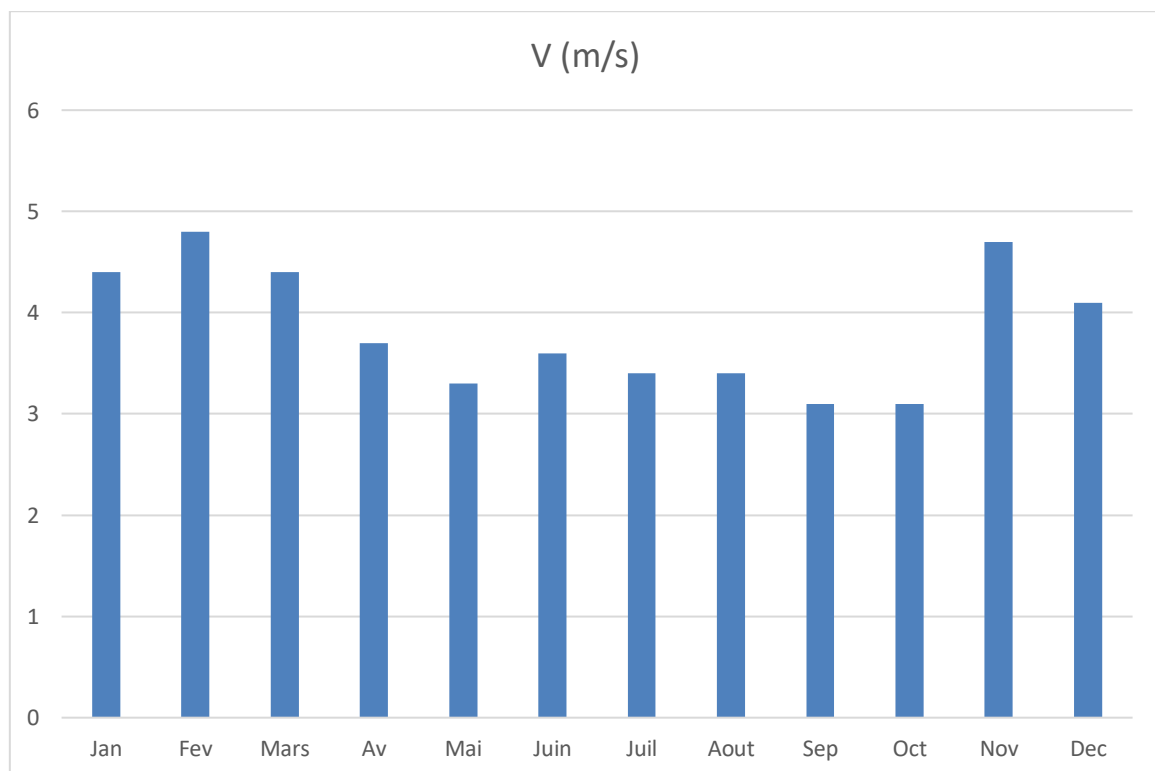


Figure I.4: Vitesses moyennes mensuelles du vent (m/s)

I.3.4.4 Pluviométrie :

L'analyse du tableau I.4 montre une distribution irrégulière des pluies. Elle est caractérisée par une concentration en hiver atteignant le maximum en mois de novembre avec 106.6mm. En été, une forte diminution a été enregistrée avec une valeur minimale de 1.8mm en mois de juillet. La pluie moyenne annuelle est de l'ordre de 597.8mm.

I.4 Hydrographie

Notre région enfermée un seul cours d'eau important, l'oued AL-Dhous qui a un écoulement moyen de 65Hm³, celui-ci est drainé par deux oueds : Sbissed et Lakhel. Il reçoit de nombreux affluents qui dévalent le flanc sud de Djurdjura. La longueur du talweg principal est de 82 km.

I.5 Encombrement du sous sol

Mis à part les plans du réseau d'assainissement, le service de l'hydraulique de Bouira nous a fourni les plans de recollement des réseaux souterrains notamment ceux d'AEP et du Gaz.

I.6 Population

La population concentrée dans l'agglomération de chef lieu de village a marqué une légère augmentation dans son évolution démographique.

D'après les données de la D.P.A.T de la wilaya de Bouira la population du village Thameur est de 2380. Le calcul de la population aux différents horizons peut se faire par la formule:

$$P_n = P_0(1 + \tau)^n \quad (I.1)$$

- P_n : population à l'horizon de calcul ;
- P_0 : population de l'année de référence (2020);
- τ : taux de croissance naturel de la population ;
- n : nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon de calcul.

I.7 Conclusion

Ayant achevé la définition des données nécessaires concernant notre région d'étude du point de vue géologie, topographie, géographie, hydrogéologie, hydrographie, encombrement du sol, climat, population, urbanisme et zones d'extension, nous pensons pouvoir entamer notre étude d'actualisation ou de réhabilitation du réseau d'égouts du village de Thameur.



CHAPITRE II:

GÉNÉRALITÉ SUR

L'ASSAINISSEMENT

II.1 Introduction

L'assainissement est une démarche visant à améliorer la situation sanitaire globale de l'environnement dans ses différents composants. Il comprend la collecte, le traitement et l'évacuation des déchets liquides, des déchets solides et des excréments [1].

Ce chapitre présente des généralités et des connaissances de base de l'assainissement des agglomérations et des différents aspects théoriques de calcul des débits des eaux pluviales et des eaux usées domestiques et industrielles.

II.2 Définition d'un réseau d'assainissement

Le réseau d'assainissement est l'ensemble des ouvrages qui permettent d'évacuer les eaux usées et pluviales vers les stations d'épuration afin de subir un traitement, avant leur rejet dans le milieu récepteur naturel.

II.3 Différents types des eaux usées

II.3.1 Eaux industrielles

Ces eaux proviennent de diverses usines de fabrication (brasseries, tanneries, ...etc.). Elles contiennent des substances chimiques, souvent toxiques suivant leurs origines, elles peuvent contenir aussi des substances acides, alcalines, corrosives ou entartrâtes à température élevée souvent odorantes et colorées.

Vu la composition de ces eaux rejetées, il est nécessaire de faire un prétraitement en usine car il faut éviter d'accueillir dans le réseau des eaux de nature nocive.

Les quantités d'eau à évacuer dépendent de :

- La nature de l'industrie ;
- Du procédé de fabrication ;
- Du taux de recyclage réalisé.

La quantité d'eau industrielle peut être évaluée selon deux principes :

- Soit on considère les produits industriels (industrie de production) c'est-à-dire nature et quantité ;
- Soit on considère le nombre de travailleurs employés par l'industrie (industrie de transformation).

Les eaux industrielles doivent répondre à certaines exigences :

- Les eaux chaudes doivent avoir une température $< 35^{\circ}\text{C}$;
- Elles ne doivent pas contenir de matières corrosives (acides ou bases) ;
- Elles ne doivent pas également contenir de matières solide (frottement contre les parois des conduites) ;
- Eviter les matières toxiques qui rendent difficile leur traitement au niveau de la station d'épuration.

Les rejets des eaux industrielles présentent également des fluctuations journalières. Cependant, les causes de ces variations sont totalement différentes de celles relatives aux eaux domestiques. Il conviendra donc de faire des hypothèses particulières pour :

- Estimer le coefficient de pointe applicable aux eaux industrielles ;
- Evaluer le risque de superposition des pointes relatives aux eaux industrielles et aux eaux domestiques (système unitaire).

En l'absence de renseignements précis sur la répartition dans le temps, on pourra envisager les hypothèses suivantes pour le calcul du débit max :

- Coefficient de pointe compris entre 2 et 3 pour les eaux industrielles seules ;
- Superposition des pointes des débits eaux domestiques et eaux industrielles.

II.3.2 Eaux du service public

On appelle eaux usées de service public les eaux de lavage des rues, marchés, et pour éteindre les incendies. Elles sont recueillies par les ouvrages de collecte des eaux pluviales, sauf dans le cas d'un système unitaire. Les autres besoins publics seront pris en compte avec les besoins domestiques

Ces eaux sont généralement de nature chargée de matières grasses [2].

II.3.3 Eaux usées domestiques

Les eaux usées d'origine domestique sont les eaux de consommation après usage, on les désigne souvent par l'expression de retour à l'égout. Ces eaux sont de provenance différente :

- Eaux vannes ;
- Eaux de ménage, de bains et de douches ;
- Eaux des cours ;

Ces eaux sont d'une extrême pollution et la fréquence de leur rejet suit le train de vie des habitants pendant la journée.

❖ Les eaux vannes (de W.C)

Chaque poste de toilette consiste en un W.C et un appareil de rinçage. En ce qui concerne les appareils de rinçage, on distingue :

- Le système à réservoir incorporé en bas ou en haut ;
- Le système à robinet ;
- Le système avec chasse d'eau.

❖ Les eaux de vaisselle, de lavage, de bain et douche

Ces eaux sont évacuées par les éviers des lavabos et des baignoires. Ces installations doivent être raccordées aux tuyaux de chute par des siphons inodores. Ces tuyaux doivent avoir un diamètre de 70 mm à 100 mm. Les siphons inodores empêchent par obturation hydraulique l'entrée des gaz d'égout dans les maisons. L'air peut s'échapper par ces tuyaux lors du remplissage du collecteur. Ces tuyaux sont verticaux et ils ont double fonction :

- Evacuer les eaux usées ;
- Ventiler les conduites des maisons et des rues.

❖ Les eaux usées de la cour

Les eaux usées produites dans les cours sont déversés dans un puisard de décantation. Celui-ci possède une grille d'entrée qui retient les gros déchets. Ces puisards ne nécessitent pas une installation siphonique qui cause un gêne de ventilation. Dans les cantines, cuisines,

hôtels, abattoirs, on utilise une séparation de matières légères, car les matières grasses et les huiles se déposent sur les parois des canaux. Elles se décomposent en formant des acides gras qui attaquent le béton.

II.3.3.1 Quantité à évacuer

Le débit d'eau usée dans la canalisation est sujet à des variations, celles-ci sont essentiellement influencées par la consommation d'eau. Les quantités d'eau usées sont plus grandes pendant la journée que pendant la nuit.

Toute l'eau utilisée par le consommateur n'est pas rejetée dans le réseau en totalité. Il est admis que l'eau évacuée n'est que les 70 à 80% de l'eau consommée.

Dans les secteurs d'habitats nouveaux dépourvus de statistiques, on pourra se baser une consommation journalière par habitant de 200 l à 250 l, selon le degré de confort des habitations.

Pour le dimensionnement des réseaux, il convient d'utiliser la notion de coefficient de pointe. Ce coefficient peut être :

Estimé de façon moyenne

✓ $K_p = 24/14$

✓ $K_p = 24/10$

Relié à la position de la conduite dans le réseau

✓ $K_p = 3$ en tête du réseau

✓ $K_p = 2$ à proximité de l'exutoire

Calculé à partir du débit moyen Q_m

✓ $K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_m}}$: Dans le cas où Q_m est supérieur ou égal à 2,8 l/s

✓ $K_p = 3$: Si Q_m est inférieur à 2,8 l/s.

II.4 Eaux de ruissèlement (Pluviales)

Nous pouvons avoir, lors d'un ruissèlement, les eaux de pluie principalement et les eaux de lavage. Dans les premières minutes d'une chute de pluie, la teneur en matières organique qui est plus importante, dépend de la surface traversée par le ruissèlement d'eau. Vers les dernières minutes de chute, cette teneur diminue du fait du lavage de ces surfaces.

Pour des agglomérations à dominance industrielle, la pollution de ces eaux peut être importante à cause des eaux de lavage qui transportent les huiles et graisses déversées par certains services publics. (Station de lavage, services mécaniques, etc.).

Néanmoins ces eaux, au cours de leur ruissèlement, transportent du sable qui peut se déposer dans la canalisation à la moindre chute de vitesse d'écoulement. Ce dépôt gêne l'écoulement.

II.4.1 Débit à évacuer

Le calcul de base pour le dimensionnement d'un réseau pluvial, est la pluie (la plus forte) susceptible de survenir dans une période de 10 ans (débit décennal). Lors d'une chute de pluie, seule la fraction d'eau ruisselant, intéresse le dimensionnement d'un ouvrage déterminé, appelé à évacuer dans des conditions suffisantes le débit d'eau de cette fraction d'un bassin considéré.

En fonction de l'étendue du bassin et de son urbanisation, nous considérons deux méthodes, les plus utilisées pour l'estimation du débit pluvial :

II.4.1.1 La méthode rationnelle

C'est une méthode qui consiste à estimer le débit à partir d'un découpage du bassin versant en secteurs limités par les lignes isochrones, cette méthode fut découverte en 1889, mais ce n'est qu'en 1906 qu'elle a été généralisée, elle est connue aussi par la méthode de LLOYD DAVIS.

Cette méthode est utilisée pour des surfaces limitées (généralement inférieures à 10 ha). Le résultat est meilleur pour des aires encore plus faibles. Du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissèlement.

Le débit déterminé est proportionnel à l'intensité moyenne, au coefficient de ruissèlement et

à l'aire balayée.

$$Q = Cr \cdot i \cdot S \quad (\text{II.1})$$

Avec : Q: Débit à évacuer (l/s).

Cr: Coefficient de ruissellement ;

i: Intensité moyenne de précipitation (l/s/ha) ;

S: Surface d'apport (bassin) (ha).

- **Coefficient de ruissellement**

C'est le rapport caractérisant le volume d'eau qui ruisselle de cette surface, au volume d'eaux tombées sur cette dernière :

$$Cr = \frac{\text{volume d'eau ruisselé}}{\text{volume de pluie tombé}} \quad (\text{II.2})$$

La valeur de ce coefficient dépend de l'inclinaison, du genre et de la densité de la surface à drainer (terre rimeuse, avec ou sans végétation, sable, rocher, ...etc.) l'humidité de l'air, l'humidité de la surface, la durée de la pluie. Les tableaux (II.1) et (II.2) montrent les coefficients de ruissellement de quelques surfaces, en fonction du type de surface et en fonction de la densité de population.

Tableau II.1 : Coefficient de ruissellement en fonction de type de surface

Type de surface	Cr
Toits en métal, tuiles, en ardoise	0,9
Trottoirs en chaussée avec peu de joints	0,85 à 0,9
Pavé en pierres naturelles en briques	0,85 à 0,9
Rue en bois avec des joints cimentés	0,75 à 0,85
Pavage en blocages	0,40 à 0,50
Surface goudronnée	0,25 à 0,60
Chemin en gravier	0,25 à 0,30
Gare, terrain de sport	0,10 à 0,30
Parc, jardin gazons	0,05 à 0,25
Foret	0,01 à 0,20

Tableau II.2 : Coefficient de ruissellement en fonction de densité de population

Densité de population / hectare	Cr
20	0,23
30-80	0,2 à 0,27
60-150	0,25 à 0,34
150-200	0,30 à 0,45
200-300	0,6 à 0,62
300-400	0,6 à 0,82
400-700	0,7 à 0,9

Le coefficient de ruissellement peut être obtenu d'une manière simplifiée par la relation suivante :

$$Cr = \frac{0,98 t}{4,53 + t} P + \frac{0,78 t}{31,17 + t} (1 - P) \quad (\text{II. 3})$$

Avec : t : Temps écoulé à partir du commencement de la précipitation (mn) ;

P : Pourcentage des surfaces imperméables ($P < 1$).

Dans le cas d'une surface « S » caractérisée par plusieurs coefficients de ruissellement Cr, on doit délimiter les surfaces élémentaires « Si » et déterminer aussi un coefficient de ruissellement moyen (pondéré) propre à cette surface c'est-à-dire :

$$Cr_p = Cr_m = \frac{Cr_{1S_1} + Cr_{2S_2} + \dots + Cr_{nS_n}}{S} \quad (\text{II. 4})$$

- **Intensité moyenne de précipitation**

Avant tout projet d'assainissement urbain, l'étude hydrologique doit être prise en considération, pour la détermination du couple durées-intensité.

Les pluies les plus intenses étant les plus courtes. Plusieurs relations peuvent nous donner l'intensité en fonction du temps, selon la région et le pays.

Nous citons comme exemple deux relations qui semblent les plus couramment utilisées pour une fréquence décennale et pour une région méditerranéenne:

$$i = 6.8t^{-0.6} \quad (\text{II. 5})$$

Avec ; i en (l/ha/s) et t en (mn).

Pour éviter toute ambiguïté, il serait préférable de traiter les données statistiques relevées au niveau de la région concernée.

- **Temps de concentration**

C'est une caractéristique d'un bassin, définie comme étant le temps mis par la pluie tombée au point le plus éloigné, en durée d'écoulement, pour atteindre l'entrée du collecteur qui doit évacuer l'apport de la surface considérée.

Le temps de concentration « t_c » se compose de :

- Temps t_1 mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations :

$$t_1 = \frac{L}{60 V} = \frac{\text{Longueur}}{\text{vitesse}} \quad (\text{II. 6})$$

- Temps t_2 mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement, ce temps varie de 2 à 20 mn.

- Temps t_3 de ruissellement dans un bassin ne comportant pas de canalisation, autrement dit : le parcours superficiel du bassin :

$$t_3 = \frac{1}{11\sqrt{I}} \quad (\text{II. 7})$$

Avec : I: étant la pente moyenne du bassin ; t en (mn).

Trois aspects sont à envisager :

1. Le bassin ne comporte pas de canalisation : $t_c = t_3$
2. Le bassin comporte un parcours superficiel puis une canalisation : $t_c = t_3 + t_1$
3. Le bassin est urbanisé et comporte une canalisation : $t_c = t_1 + t_2$

Dans le cas général, pour les zones peu allongées, le temps de concentration est donné par la relation suivante :

$$t_c = 3.98 \left(\frac{1}{\sqrt{L}} \right)^{0.77} \quad (\text{II. 8})$$

Avec : L: Longueur du plus grand parcours de l'eau (Km).

II.4.1.1 Critique de la méthode rationnelle

La décomposition du bassin en aires élémentaires est toujours assez grossièrement approchée en raison de la difficulté de déterminer avec une précision suffisante la durée du ruissellement entre ces diverses zones et l'exutoire.

On suppose généralement que le coefficient de ruissellement « Cr » est constant sur tout le bassin et pendant toute la durée de l'averse ce qui est souvent loin de la réalité.

La critique principale que l'on peut faire à cette méthode est qu'elle ne tient pas compte du stockage de l'eau de ruissellement sur le bassin.

II.4.1.2 La méthode superficielle

La fréquence (f) et la période de retour (T) caractérisent les événements pluvieux. Pour en tenir compte, les vérifications expérimentales montrent que le débit total obéit à la relation suivante :

$$Q = k \times C_r^y \times I^z \times S^v \quad (\text{II. 9})$$

Avec : Y, Z, V : sont des paramètres fonctions des caractéristiques du bassin, déterminés expérimentalement de la période de retour.

I: désigne la pente moyenne du cheminement hydraulique le plus long du bassin;

K: Coefficient fonction de la fréquence, obtenu expérimentalement ;

C_r: Coefficient de ruissellement ;

S: Superficie du bassin considéré ;

Ci-dessous quelques formules pour différentes périodes de retour :

$$T=10 \text{ ans} \dots\dots\dots Q = 1,430 I^{0.29} C_r^{1.2} S^{0.78} \quad (\text{II. 10})$$

$$T=05 \text{ ans} \dots\dots\dots Q = 1,192 I^{0.3} C_r^{1.21} S^{0.78} \quad (\text{II. 11})$$

$$T=02 \text{ ans} \dots\dots\dots Q = 0,834 I^{0.31} C_r^{1.22} S^{0.77} \quad (\text{II. 12})$$

$$T=01 \text{ ans} \dots\dots\dots Q = 0,682 I^{0.32} C_r^{1.23} S^{0.77} \quad (\text{II. 13})$$

Pour Algérie on préconise : $Q = 520 I^{0.2} C_r^{1.1} S^{0.77}$ (décennale). Dans les zones fortement urbanisées et dépourvues de reliefs, le débit trouvé pour la période décennale sert

de base pour la détermination des débits pluviaux correspondants aux périodes de retour supérieures, en multipliant le premier par un coefficient correctif « n » :

n= 1,25 pour T=20 ans ;

n= 1,60 pour T=50 ans

n= 2,60 pour T=100 ans.

Le coefficient « n » augmente, car la plus forte pluie a un temps de retour grand, donc pour augmenter le débit, il faut que « n » soit supérieur à « 1 ».

- **La pente moyenne**

Si le bassin à étudier demande un long cheminement hydraulique composé de tronçons successifs : L1, L2.....Ln et de pentes respectives : I1, I2,.....In. La pente moyenne à prendre en considération est donnée par :

$$I_{moy} = \left[\frac{L}{\frac{L1}{\sqrt{I1}} + \frac{L2}{\sqrt{I2}} + \dots + \frac{Ln}{\sqrt{In}}} \right]^2 \quad (\text{II.14})$$

- **Allongement d'un bassin**

L'allongement «A_l» d'un bassin à assainir est égal au rapport du plus long cheminement hydraulique «L» au côté du carré dont la surface équivalente à celle de ce bassin.

$$A_l = \frac{L}{\sqrt{S}} \quad (\text{II.15})$$

Le tableau (II.3) montre les valeurs du coefficient d'influence « β » en fonction de l'allongement du bassin A_l. Ce coefficient « β » a pour but de donner une certaine précision dans l'évaluation du débit. S'il s'agit d'un bassin de forme très ramassé ou très allongé, le débit calculé devra être multiplié par le coefficient d'influence « β ». La méthode superficielle est valable pour A_l > 0,8.

Tableau II.3: Coefficient de d'influence

$\frac{L}{\sqrt{S}}$	1	1.25	1.5	2	2.5	3	4
β	1.5	1.3	1.2	1	0.9	0.3	0.67

II.5 Structure physique du réseau

Le modèle du réseau d'assainissement qui est actuellement utilisé dans le monde occidental, consiste en un ensemble de conduites, liées entre elles, parcourant sous terre les zones urbanisées et communiquant avec la surface par des ouvrages tels que les branchements, les avaloirs et les bouches. Les branchements assurent la liaison du réseau avec la surface bâtie (logements privés, manufactures), tandis que les avaloirs et les bouches donnent issue à la surface libre. Cet ensemble de conduites communique avec le milieu naturel par les déversoirs d'orage et les exutoires. D'autres ouvrages, qui s'interposent entre les différents types de canalisations (secondaires, primaires, émissaires), font aussi partie du réseau d'assainissement, tels que les regards de visite et d'accès, les stations de pompage, les bassins de retenue et de décantation, et les stations d'épuration [3].

La structure physique de l'ensemble des collecteurs, qui constitue le corps central du réseau, est définie en particulier par trois types d'éléments relatifs à [3]:

- sa localisation géographique par rapport au milieu urbain ou par rapport aux autres infrastructures (en particulier la voirie). Les canalisations d'évacuation d'eaux usées se situent, en général, au dessous de la voirie à une profondeur moyenne de 2 à 2,5m.
- la géométrie et l'aspect physique de ses parties composantes (la forme des canalisations, la nature des matériaux de construction) :
 - la forme de la section des canalisations est, en général, circulaire ou ovoïde
 - les dimensions des tuyaux sont directement déterminées par le débit des effluents transportés. Les diamètres sont de l'ordre de 150mm (branchements) jusqu'à 2.000-4.000mm (grands émissaires)
 - les matériaux utilisés à nos jours pour la fabrication des canalisations sont le PVC, le béton, le béton armé, l'amiante ciment, le grès et la fonte ductile.
- Les liaisons et les relations existantes, entre les différents tronçons qui composent le réseau et les autres ouvrages qui s'y interposent.

II.6 Schémas types des réseaux d'évacuation

Bien que les réseaux d'évacuation revêtent des dispositions très diverses selon le système choisi, leur schéma se rapproche le plus souvent de l'un des cinq types décrits ci-après :

II.6.1 Schéma perpendiculaire au cours d'eau

C'est souvent celui des villes ou communes rurales qui ne se préoccupent que de l'évacuation par les voies les plus économiques et les plus rapides sans avoir un souci d'un assainissement efficace des eaux rejetées [4].

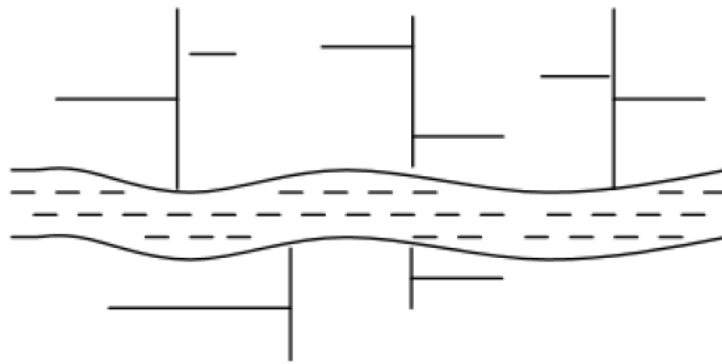


Figure II.1 : Schéma perpendiculaire [5]

II.6.2 Schéma type « collecteur latéral »

Il est le plus simple par rapport aux systèmes qui reportent le déversement de l'effluent à l'aval de l'agglomération. Dans ce but, il reprend l'ensemble des eaux débouchant par les artères perpendiculaires au moyen d'un collecteur de berge. Mais ce dispositif, par son défaut de pente, peut entraver le recours à l'écoulement gravitaire. Ce schéma oblige parfois à prévoir des stations de relèvement [5].

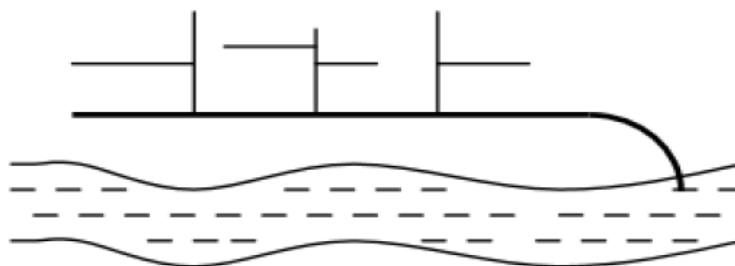


Figure II.2 : Schéma à déplacement latéral [5]

II.6.3 Schéma type « collecteur transversal »

Il comporte des réseaux secondaires ramifiés sur le ou les collecteurs principaux. Ceux-ci disposent ainsi d'une pente plus forte et permettent de reporter facilement, par simple gravité, l'ensemble des effluents plus loin à l'aval que dans le dispositif précédent [5].

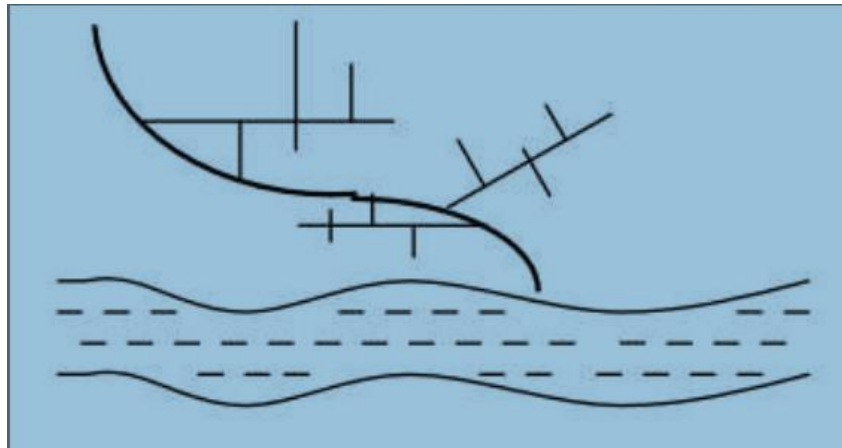


Figure II.3 : Schéma collecteur transversal ou oblique [5]

II.6.4 Schéma type « par zones étagées »

Il s'apparente au schéma par déplacement latéral avec une multiplication des collecteurs longitudinaux ou obliques dans la rivière. Chacun des bassins de collecte de l'agglomération dispose ainsi d'un collecteur principal indépendant. Les collecteurs bas, qui sont généralement à faible pente et dont l'effluent doit souvent faire l'objet de relèvement, se trouvent alors soulagés des apports des bassins en amont. Les collecteurs à mi-hauteur du versant, appelés intercepteurs, peuvent être réalisés initialement ou a posteriori, dans le cadre d'une restructuration, et sont au contraire plus faciles à projeter parce que la pente du terrain est plus forte [5].

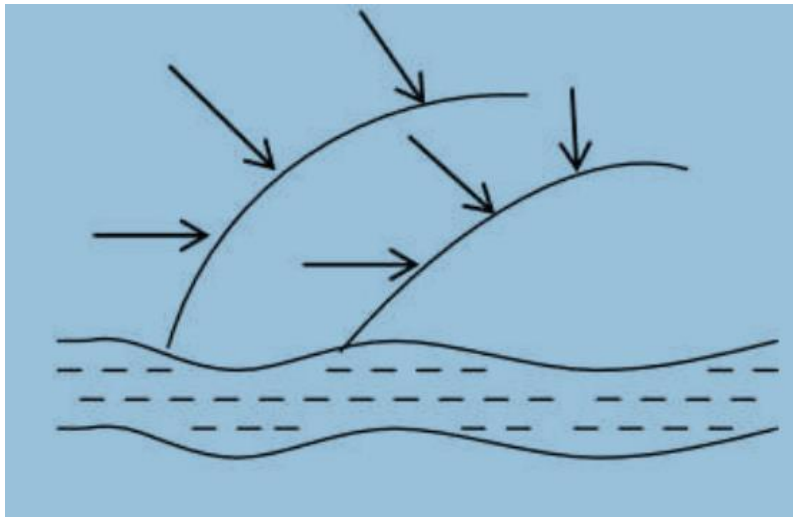


Figure II.4: Schéma à collecteur étagé [5]

II.6.5 Schéma type « centre collecteur unique »

Selon que le réseau converge sur un ou plusieurs points bas de l'agglomération, où il est possible de reprendre l'effluent pour le relever ou le refouler dans des émissaires importants de transport à distance, ces schémas s'appliquent plus particulièrement aux zones uniformément plates. Ils permettent de donner artificiellement la pente suffisante aux canalisations. Le système séparatif s'y révèle tout indiqué, ne serait-ce qu'en raison de l'importance ou de la multiplicité des relèvements que ces schémas nécessitent, sous réserve toutefois que l'évacuation des eaux pluviales n'implique pas elle-même des sujétions semblables [5].

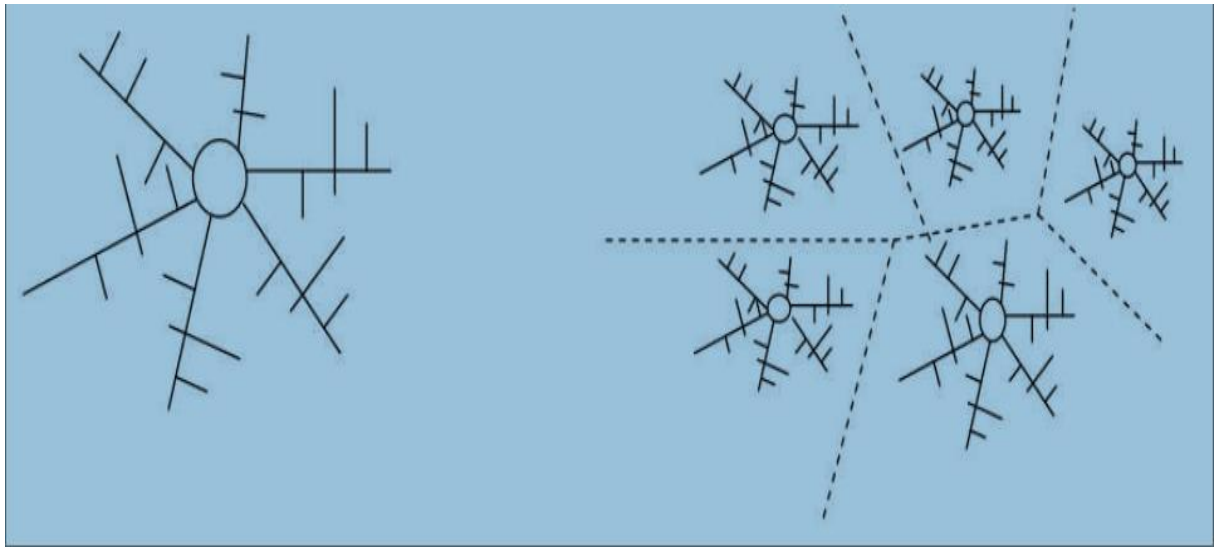


Figure II.5: Schéma de type radial [5]

II.7 Différentes types des réseaux d'assainissement :

On pourra établir un réseau en système séparatif ou pseudo-séparatif dans les cas suivants [5]:

- La topographie impose de très faibles pentes (diminution, voire suppression des postes de relèvement) ;
- La densité de l'habitat permet de laisser, au moins provisoirement, les eaux pluviales ruisseler sur la chaussée sur de grandes longueurs (zones d'extension), ou bien de nombreux cours d'eau sillonnent l'agglomération (réduction et même suppression du réseau pluvial) ;
- L'existence d'un ancien réseau non utilisable en système unitaire (manque d'étanchéité, par exemple) diminue l'importance du réseau pluvial ou, mieux, le supprime.

En revanche, le système unitaire peut être admis dans les cas suivants :

- L'agglomération dense dispose de fortes pentes et le milieu récepteur admet les eaux de déversoirs d'orage ;
- Le milieu récepteur est sensible à la pollution par les premiers débits pluviaux ; dans ce cas, même les déversoirs devraient être limités, et un bassin d'orage serait nécessaire à la station d'épuration.

II.8 Choix d'un système d'évacuation :

L'assainissement collectif suppose d'avoir un réseau urbain d'assainissement auquel les usagers se raccordent pour collecter les eaux usées ; ainsi le réseau peut être unitaire ou séparatif.

Le réseau unitaire collecte ensemble dans une même canalisation, les eaux usées domestiques et les eaux pluviales, tandis que dans le réseau séparatif, il y a deux raccordements par habitation, un pour les eaux usées domestiques et le second pour les eaux pluviales [6].

II.8.1 Réseau unitaire

Un système dit unitaire, appelé aussi « tout à l'égout », est un système qui draine l'ensemble des eaux usées et pluviales vers l'extérieur de l'agglomération par un réseau unique (figure II.6). C'est un système compact qui convient mieux pour les milieux urbains de hautes densités, mais qui pose des problèmes d'auto-curage en période sèche [6].

Ce système prévoit l'évacuation en commun dans une même conduite des eaux d'égout ménagères, industrielles et les eaux de pluie. Il nécessite des ouvrages et des stations d'épuration relativement importantes afin de pouvoir absorber les pointes de ruissellement.

Par temps de pluie, le débit supplémentaire qui ne peut pas être traité dans la station d'épuration est rejeté directement dans le milieu naturel par l'intermédiaire d'ouvrages spéciaux : les déversoirs d'orage, le coût de ce système est faible. Les problèmes de branchement sont simplifiés. L'inconvénient majeur réside dans le partage des eaux qui vont soit à la station d'épuration, soit au milieu naturel.

On pratique, les déversoirs d'orage qui sont utilisés remplissent souvent mal leur rôle :

- Le rejet direct au milieu naturel est constitué d'un mélange d'eaux pluviales et d'eaux usées qui peuvent être fortement polluées.
- Le fonctionnement de la station d'épuration peut être compromis par l'arrivée d'un mélange d'eaux, d'origines différentes dont la composition est souvent très différente de celles des eaux usées seules.

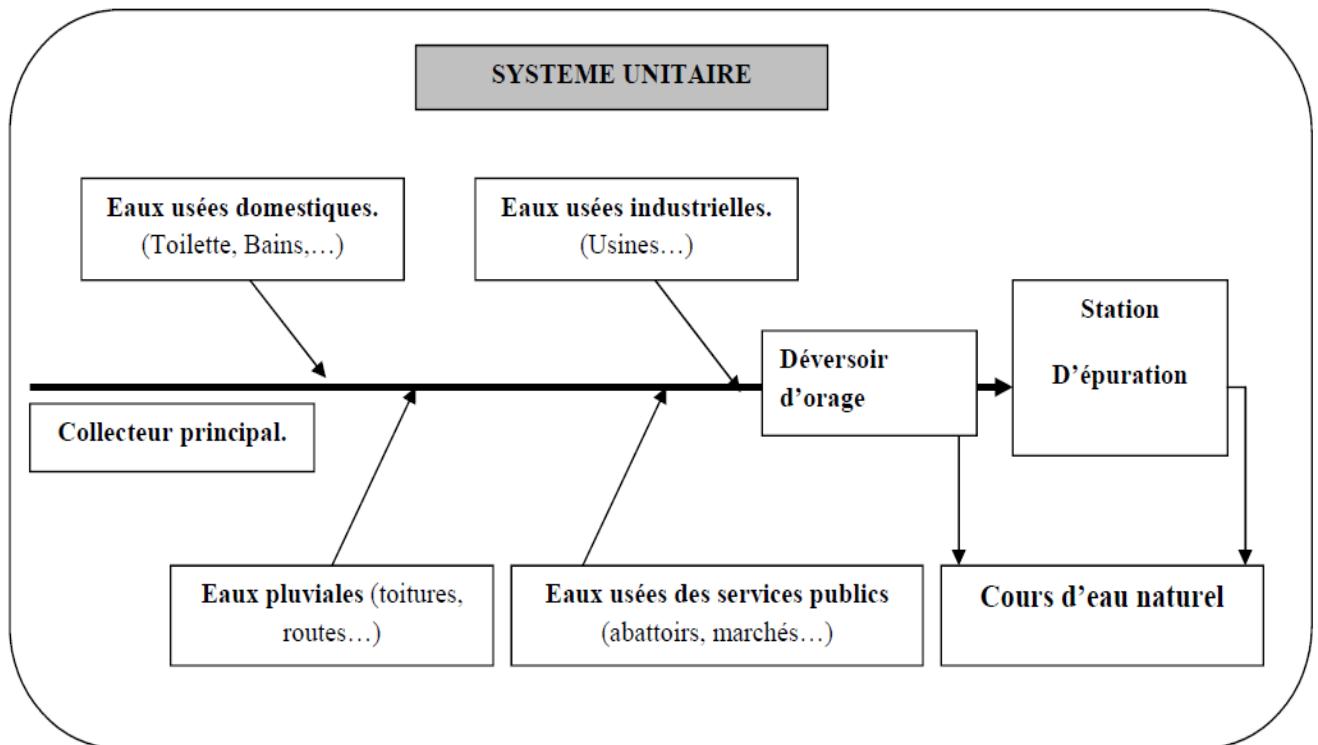


Figure II.6: Système unitaire [7]

II.8.2 Réseau séparatif

Un système est dit séparatif un système qui collecte séparément les eaux usées et les eaux pluviales dans deux réseaux distincts (figure II.7). Il est adopté dans les petites et moyennes agglomérations et dans les extensions des grandes villes [8]. Ces deux réseaux ont fréquemment des tracés différents à l'exception de certains tronçons.

Le réseau pluvial est prévu pour évacuer les pointes de ruissellement. Il suit les lignes de plus grandes pentes pour déverser les eaux dans le cours d'eau le plus proche. Il peut en résulter une économie des sections des canalisations.

Le réseau d'eau usée de conduites est conçu pour le transit des eaux usées jusqu'à la station d'épuration éloignée de la ville.

Le cheminement de son tracé nécessite une faible pente. L'avantage de ce système réside dans une régularité du débit en raison des faibles variations des eaux usées au niveau d'une agglomération, ce qui demande des canalisations de faibles dimensions (Sections), ce système présente certains avantages par rapport au premier :

- La station d'épuration peut simplement être dimensionnée pour le débit de pointe de temps sec d'où il en résulte une économie.

- La composition des eaux usées étant sensiblement constante, la station peut fonctionner de façon sûre et efficace.
- Les eaux de ruissellement sensées être plus propres que les eaux usées sont moins préjudiciables au milieu naturel.

Cependant, le dédoublement du réseau entraîne une augmentation du coût, cet inconvénient n'est d'ailleurs pas systématique, car il peut être compensé par une diminution de la longueur des canalisations E.P allant directement dans le milieu naturel.

Les problèmes de raccordement de chaque immeuble à deux conduites différentes sont difficiles et conduisent souvent à des branchements incorrects (c'est-à-dire eau usée sur le réseau d'eau pluviales et inversement).

La charge polluante des eaux pluviales loin d'être négligeable en début d'averse s'avère tout aussi forte donc dangereuse pour le milieu récepteur que celle des eaux usées.

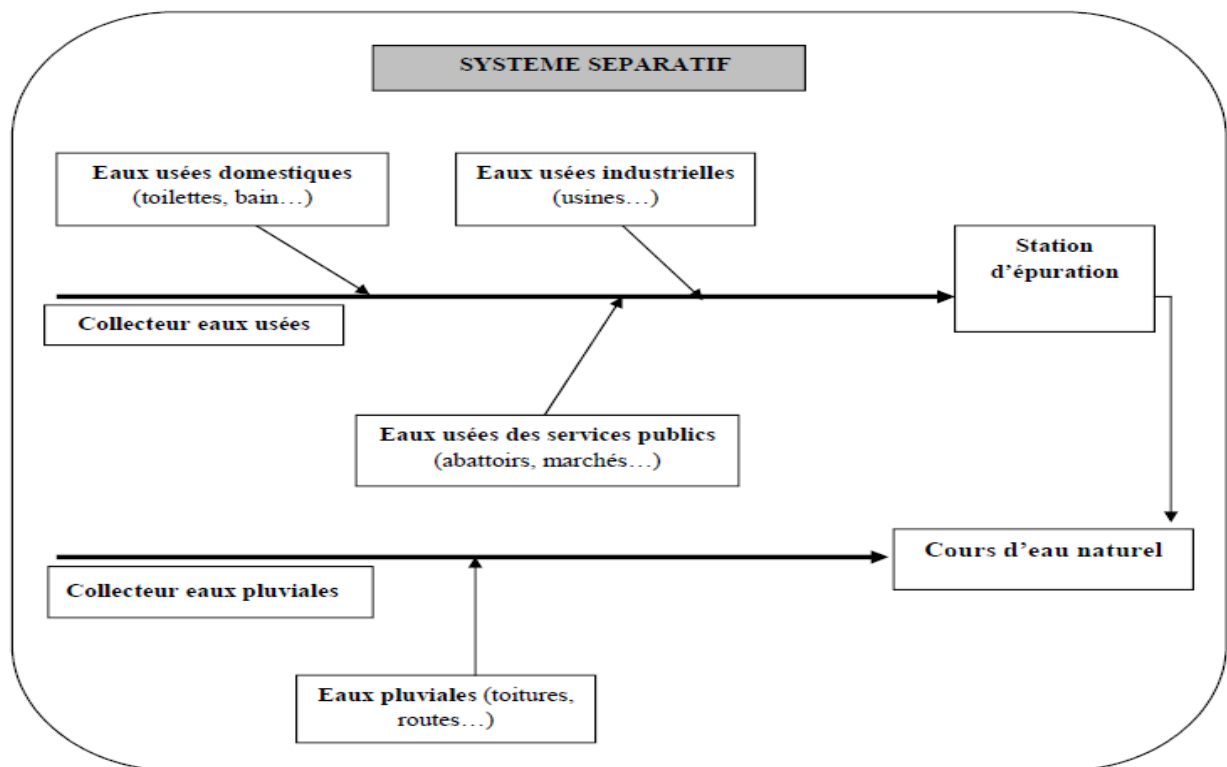


Figure II.7: Système séparatif [7]

II.8.3 Réseau pseudo séparatif

Ce système est conçu de telle manière à recevoir les eaux usées et une fraction des eaux de ruissellement. L'autre fraction des eaux de ruissellement sera transitée par les canaux et quelques tronçons d'ouvrages pluviaux. Il repose sur une collecte en commun des eaux des toitures et des espaces privés avec celles des eaux usées (figure II.8).

Il est assez comparable au système séparatif avec un inconvénient en moins : celui des raccordements. On note un autre inconvénient : c'est le risque du mauvais fonctionnement de la station d'épuration dû à l'apport des eaux pluviales.

Il faut toujours choisir le système en fonction des conditions locales : système existant, topographie (une pente faible est favorable au système séparatif), nature du milieu récepteur.

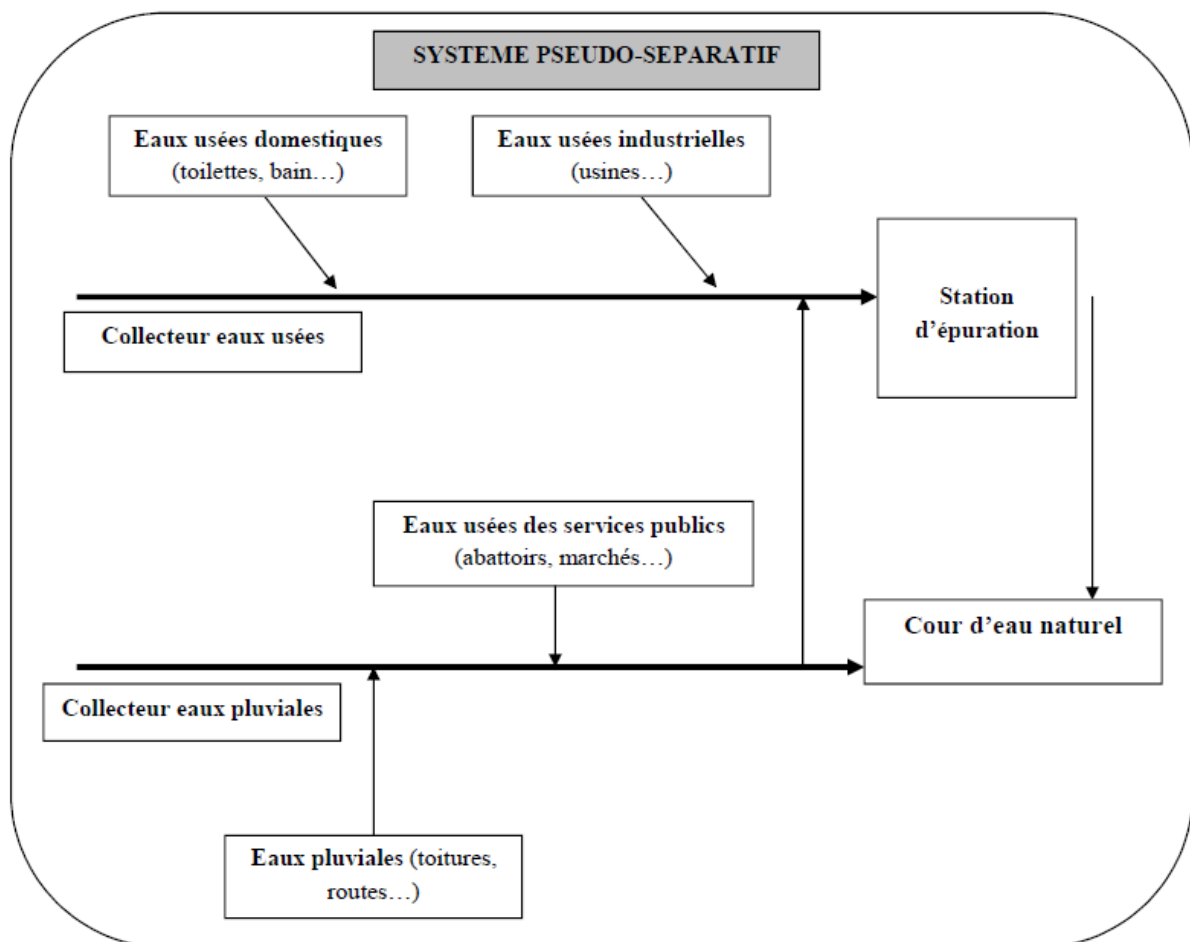


Figure II.8: Système pseudo-séparatif [7]

II.9 Avantages et inconvénients des différents systèmes d'évacuation

Les avantages et les inconvénients des différents systèmes d'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées domestiques et industrielles sont résumés dans le tableau II.3.

Tableau II.4.: Avantages et inconvénients des différents systèmes [9]

Systeme	Domaine d'utilisation	Avantages	Avantages Inconvénients	Contraintes d'exploitation
Unitaire	<ul style="list-style-type: none"> - milieu récepteur éloigné des points de collecte - topographie à faible relief - débit d'étiage du cours d'eau récepteur important. 	<ul style="list-style-type: none"> - conception simple - encombrement réduit du sous-sol - à priori économique - pas de risque d'inversion de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> - débit à la STEP très variable - la dilution des eaux usées est variable - apport de sable important à la station d'épuration - rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées eaux pluviales " au droit des déversoirs d'orage. 	<ul style="list-style-type: none"> - entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage - difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.
Séparatif	<ul style="list-style-type: none"> - petites et moyennes agglomérations ; - extension des villes ; - faible débit d'étiage du cours d'eaux réceptrices. 	<ul style="list-style-type: none"> - diminution des sections des collecteurs - exploitation plus facile de la STEP - meilleure naturel préservé 	<ul style="list-style-type: none"> - encombrement important du sous-sol - coût d'investissement élevé - risque important d'erreur de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> - Surveillance accrue des branchements - entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales)
Pseudo séparatif	<ul style="list-style-type: none"> - petits et moyennes agglomération. - présence d'un milieu récepteur proche. 	<ul style="list-style-type: none"> - Le problème des faux branchements est éliminé. - Le plus gros des eaux pluviales étant acheminées en d'hors de la ville, ce qui nous donne des collecteurs traversant la ville de moindre dimension 	<ul style="list-style-type: none"> - le fonctionnement de la station d'épuration est perturbé, la charge polluante est variable en qualité et en quantité 	<ul style="list-style-type: none"> - Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage ; - Surveillance accrue des branchements

II.10 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons défini :

1. Les eaux de ruissellement et les eaux usées domestique et industrielles qui seront recueillies et évacuées par les ouvrages de collectes et de transport de notre réseau d'assainissement ;
2. Les différentes méthodes d'estimation des débits des ces eaux ;
3. Les principaux schémas d'évacuation et les systèmes d'évacuation possible.

Ce chapitre de recherches bibliographiques est nécessaire avant d'entamer l'étude hydrologique et le calcul de base et arriver au dimensionnement des collecteurs et vérification des paramètres hydrauliques de notre réseau d'assainissement.



CHAPITRE III :

ÉTUDE HYDROLOGIQUE ET

CALCUL DE BASE

III .1 Introduction

Dans cette partie de notre travail nous effectuons deux types de calculs concernant un aspect hydrologique et un aspect démographique, et l'effet des deux sur notre étude. Etant donné que le réseau d'assainissement doit pouvoir évacuer aussi bien les eaux domestiques que pluviales, il est important de connaître les quantités d'une manière assez rigoureuse. Si les eaux usées sont directement conséquentes de la quantité consommée, les eaux pluviales ne sont connues qu'après avoir fait une étude hydrologique appropriée qui permettra d'estimer les débits de ruissellement.

III.2 Étude hydrologique

L'étude hydrologique est une partie trop importante dans le calcul d'un réseau d'assainissement. Cette partie prend toute son ampleur lorsqu'il s'agit de déterminer la quantité des eaux pluviales d'un bassin donné. Il s'agit de déterminer l'intensité moyenne maximale des pluies.

En effet le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages sont étroitement liés aux paramètres hydrologiques, notamment les apports et les débits des eaux pluviales.

III.2.1 Choix de la période de retour de dimensionnement

Une période de retour c'est le temps que met une averse d'une intensité donnée pour se manifester. Une pluie de période de retour de 10 ans est une pluie qui peut se manifester une fois tous les 10 ans au moins ; c'est une pluie qui a chaque année 10% de chance de se produire (90% de chance chaque année d'avoir une pluie inférieure).

Les recommandations de la norme AFNOR NF EN 752 relative aux réseaux d'évacuation et d'assainissement à l'extérieur des bâtiments préconise les périodes de retour suivantes : En zone rurale $T=10$ ans ; En zone industrielle/commerciale/centre-ville $T=30$ ans.

En Algérie, on opte généralement pour une pluie décimale. Le choix d'une période de retour de 10 ans est issue d'un compromis entre les données techniques et économiques, d'un côté, et du fait que la durée de vie de la plu part des ouvrages projetés en assainissement n'ont

pas une durée de vie très importante d'autre côté. A cela s'ajoute le phénomène de l'extension et de réaménagement des agglomérations qui ne suit pas les schémas de développement préconisés au préalable.

III.2.2 Etude des précipitations

III.2.2.1 Données pluviométriques et méthodologie d'ajustement

Les données (pluies max journalières) montrées dans le tableau (III.1) sont recueillies auprès de la station météorologique de Bouira (15.02.08) relevant de l'office national de météorologie (O.N.M-Dar Beida). La dite station est localisé près de la direction du transport au chef lieu de la wilaya de Bouira.

L'étude consiste à ajuster la série des pluies maximales journalières à une loi théorique (Gumbel et Log Normal) afin de déterminer, pour une période de retour T, la pluie max et l'intensité max correspondante.

Pour notre étude nous avons appliqué le logiciel HYFRAN pour l'ajustement des pluies max journalières. L'ajustement des pluies max journalières à une loi de probabilité s'effectue selon les étapes suivantes :

- Classement de la série des précipitations par ordre croissant ;
- Vérification de l'homogénéité de la série ;
- Choix de la formule de probabilité empirique (dans notre cas la formule de Hazen) ;
- Calcul des caractéristiques de la série ;
- Choix des lois d'ajustement ;
- Ajustement des données aux lois choisis ;
- Vérification (test) d'ajustement ;
- Calcul des quantiles et leurs intervalles de confiance ;

Tableau III. 1: Pluie journalière maximale recueillies à la station de Bouira (1972 à 2010)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Pmax
1972	14,7	0	7,9	62,6	21,4	23,8	19	14,3	0	4,8	4,4	0,9	62,6
1973	15,9	1	1,7	23	12,1	18	101,1	13,5	2,5	17,8	1,4	17,7	101,1
1974	7	16,7	7,5	7,9	12,4	47,5	57,3	4,7	13,3	14,7	0	10,4	57,3
1975	12	2	17,2	13,1	38,1	15,4	13	19,2	24,4	11,4	5,6	5,5	38,1
1976	14,4	13,9	12,2	30,1	26,1	4,2	1,5	23,7	14,8	6,8	3,2	5,2	30,1
1977	7,3	6,4	25,1	2,4	12,7	11,3	13,9	28	15	3	0	0	28
1978	0	17,4	25,9	2,9	10,3	37,7	21,5	12,5	6,1	10	9,5	6	37,7
1979	18,4	14,9	16,8	16,2	36,1	11,1	31,5	21,3	11,5	0	0	0	36,1
1980	12,7	8,1	28,6	36	3,5	13	12,6	16,1	7,3	3,5	0	28	36
1981	5,3	14,3	8,6	16,2	39,7	14,8	15	21,7	15,2	6	1,8	5	39,7
1982	10	20,9	24,8	27,3	0	6,4	9,6	31,3	1,4	3,8	8,8	14,3	31,3
1983	4,6	2,3	6,1	2,8	9,8	40	10,8	11,3	10,1	21,8	0	2,9	40
1984	5,3	19,8	5,2	16,7	11,9	8,9	41,1	2,8	11,3	0	0	0	41,1
1985	22	30,5	30,5	6,5	7,7	14,5	92,4	4,9	0,6	10,1	0	5,8	92,4
1986	24,7	27,9	7,1	39,9	17,7	41,8	23,3	4,5	6,1	4,4	7,7	4,5	41,8
1987	2,2	16,6	19,8	9,1	12	9,5	22,1	34,7	10,5	3,7	0	3,1	34,7
1988	7,7	5,9	8,1	45,7	5,5	6,4	10,8	18,1	8,1	8,9	3,5	19,9	45,7
1989	38,4	7,6	13,7	7	6,7	0	20,4	6,4	11	3,2	42	2,3	42
1990	8	17	13,6	28,5	25,6	20,7	20,7	10,4	28,5	3,2	42	4,5	42
1991	14,4	12,6	8,2	6,5	34,9	2,8	11,5	36,3	23	12,5	5	0	36,3
1992	18,2	13	24,3	21,8	13,9	15,7	1,8	11,6	19	4,8	0	5,4	24,3
1993	25,5	8,1	9,3	13,4	5,1	18,4	0	8,6	2,6	1,3	0	0,5	25,5
1994	18,5	22,1	10,6	21,5	35,6	18	20,2	3	0	31	0	12,9	35,6
1995	3,5	10,4	5,3	12,2	31,3	30,2	13,9	17,1	10,5	3,1	2,9	5,3	31,3
1996	12,4	2,5	12,8	10,7	10	7	9,2	15,3	11,8	5,8	1,4	7,4	15,3
1997	19,3	18,6	40,6	12,7	-	28,5	8	16	36,4	2,1	0	1,7	40,6
1998	37,7	16,6	18,1	8,5	9,4	16,8	19,4	0,8	60,5	1,2	0	9,3	60,5
1999	15,9	7,9	6,9	26,9	0	0	7,3	7,1	11,3	0	0	0	26,9
2000	7,9	7	8	14,1	32,9	10,1	2,9	6,9	3,3	1,4	1,3	3,8	32,9
2001	12,3	3	4,3	9,1	11,5	6,7	2,9	6,9	6,7	1,6	3,5	21	21
2002	7,3	8,7	40,7	62,5	26,7	12,5	5,2	54,1	3,7	14,8	3,4	22,8	62,5
2003	68,23	123,43	123,45	102,02	87,23	33,43	18,99	14,43	9,34	3,55	1,32	59,09	123,45
2004	23,43	23,44	46,55	54,34	44,87	19,31	20,43	9,02	7,28	2,22	0	43,43	54,34
2005	15,34	43,34	86,33	33,34	33,46	44,42	23,34	16,16	9,43	0	0	37,34	86,33
2006	34,43	19,34	37,52	56,32	87,45	35,43	24,09	19,43	12,43	4,43	0,9	19,43	87,45
2007	55,09	66,34	18,34	78,32	67,44	16,34	21,29	11,09	3,9	4,34	0	31,35	78,32
2008	87,32	103,34	99,99	111	99,33	12,43	31,34	21,34	18,43	9,34	0	61,34	111
2009	54,32	44,45	54,34	34,45	34,56	19,09	21,09	23,44	10,43	1,98	0,5	28,32	54,34
2010	21,8	76,56	17,43	23,23	19,34	22,92	19,34	12,43	4,92	0	0	33,35	76,56

La vérification de l'homogénéité de la série est indispensable avant de passer à l'ajustement. Un échantillon est dit homogène si les données dans les sous échantillons sont égales pour une période de retour donnée. D'après le test d'homogénéité de Wilcoxon intégré au logiciel HYFRAN, la série des pluies max journalières est homogène.

III.2.2.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

L'ajustement des pluies maximales journalières à la loi de Gumbel a été fait à l'aide du logiciel HYFRAN (figure III.1 et tableau III.2). L'ajustement a été vérifié par la comparaison des valeurs estimées (courbe théorique) aux valeurs observées (pluies max journalières) et par l'emploi du test Khi2 intégré au logiciel employé.

Tableau III.2 : Ajustement des pluies max journalière à la loi de Gumbel

Mois	P (mm)	ordre	P(classée)	F(p)	U
1972	62,6	1	15,3	0,01282051	-1,47171692
1973	101,1	2	21	0,03846154	-1,18114314
1974	57,3	3	24,3	0,06410256	-1,01060802
1975	38,1	4	25,5	0,08974359	-0,87995809
1976	30,1	5	26,9	0,11538462	-0,76986942
1977	28	6	28	0,14102564	-0,67233896
1978	37,7	7	30,1	0,16666667	-0,58319808
1979	36,1	8	31,3	0,19230769	-0,499962
1980	36	9	31,3	0,21794872	-0,42100735
1981	39,7	10	32,9	0,24358974	-0,34519823
1982	31,3	11	34,7	0,26923077	-0,27169475
1983	40	12	35,6	0,29487179	-0,19984595
1984	41,1	13	36	0,32051282	-0,12912558
1985	92,4	14	36,1	0,34615385	-0,05909117
1986	41,8	15	36,3	0,37179487	0,01064344
1987	34,7	16	37,7	0,3974359	0,08042769
1988	45,7	17	38,1	0,42307692	0,15058889
1989	42	18	39,7	0,44871795	0,22144404
1990	42	19	40	0,47435897	0,29330999
1991	36,3	20	40,6	0,5000000	0,36651292
1992	24,3	21	41,1	0,52564103	0,44139789
1993	25,5	22	41,8	0,55128205	0,51833926
1994	35,6	23	42	0,57692308	0,59775276
1995	31,3	24	42	0,6025641	0,68011008
1996	15,3	25	45,7	0,62820513	0,76595763
1997	40,6	26	54,34	0,65384615	0,85594099
1998	60,5	27	54,34	0,67948718	0,95083841
1999	26,9	28	57,3	0,70512821	1,0516076
2000	32,9	29	60,5	0,73076923	1,15945347
2001	21	30	62,5	0,75641026	1,27592941
2002	62,5	31	62,6	0,78205128	1,40309485
2003	123,45	32	76,56	0,80769231	1,54377143
2004	54,34	33	78,32	0,83333333	1,70198336
2005	86,33	34	86,33	0,85897436	1,88376814
2006	87,45	35	87,45	0,88461538	2,09880932
2007	78,32	36	92,4	0,91025641	2,36415257
2008	111	37	101,1	0,93589744	2,71432909
2009	54,34	38	111	0,96153846	3,23855027
2010	76,56	39	123,45	0,98717949	4,35026406

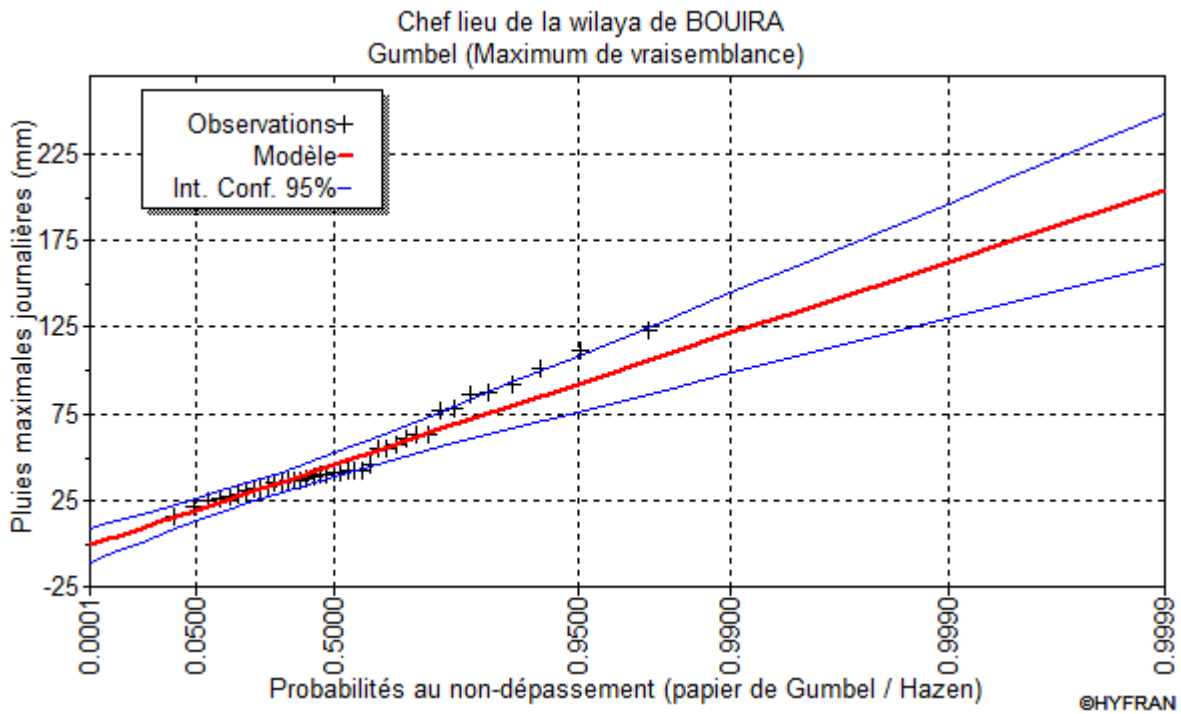


Figure III. 1: Ajustement des pluies max journalières à la loi de gumbel

Les données expérimentales sont très proches de ceux théoriques et la courbe expérimentale coïncide avec la celle théorique, d’une part. D’autre part, l’application du test d’ajustement Khi2 intégré au logiciel HYFRAN a donné des résultats satisfaisants. Par conséquent, les pluies max journalières s’ajustent bien à la loi de Gumbel.

La droite de Gumbel, permettant de calculer les quantiles X_T pour différente périodes de retour est donnée par l’expression :

$$X_T = u - \alpha \text{Ln} \left[-\text{Ln} \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right] = 38.9571 - 17.9463 \text{Ln} \left[-\text{Ln} \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right] \dots \dots \dots (III.1)$$

Avec u et α : paramètres de la loi de Gumbel.

Le tableau (III.3) résume les quantiles X_T , les écart-types et les intervalles de confiance pour différentes périodes de retour.

Tableau III. 3 : Résultat d'Ajustement par logiciel Hyfran

T (ans)	F(p)	q	XT (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0,0001	0.9999	204	22.2	124
2000.0	0,0005	0.9995	175	18.5	115
1000.0	0,001	0.9990	163	17.0	111
200.0	0,005	0.9950	134	13.3	100
100.0	0,01	0.9900	122	11.8	95.1
50.0	0,02	0.9800	109	10.2	89.3
20.0	0,05	0.9500	92.3	8.22	80.6
10.0	0,1	0.9000	79.3	6.70	72.6
5.0	0,2	0.8000	65.9	5.20	62.7
3.0	0,3333	0.6667	55.2	4.13	53.0
2.0	0,5	0.5000	45.5	3.36	42.1
1.4286	0,7	0.3000	35.6	2.91	27.9
1.2500	0,8	0.2000	30.4	2.88	18.8
1.1111	0,9	0.1000	24.0	3.04	5.74
1.0526	0,95	0.0500	19.3	3.29	-5.28
1.0204	0,98	0.0200	14.5	3.63	-17.9
1.0101	0,99	0.0100	11.5	3.87	-26.3
1.0050	0,995	0.0050	9.03	4.09	-34.1
1.0010	0,999	0.0010	4.27	4.54	-50.2
1.0005	0,9995	0.0005	2.56	4.71	-56.5
1.0001	0,9999	0.0001	-0.890	5.07	-70.1

T : Période de retour, X_t : Précipitation maximale journalière, $q=F(x)$: Probabilité au non dépassement

III.2.2.3 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Log Normale (loi de Galton)

En théorie des probabilités et statistique, une variable aléatoire X est dite suivre une loi log-normale de paramètres μ et σ^2 si la variable $Y = \ln(X)$ suit une loi normale d'espérance μ et de variance σ^2 . Cette loi est parfois appelée loi de Galton. Elle est habituellement notée $\text{Log-N}(\mu, \sigma^2)$ dans le cas d'une seule variable ou $\text{Log-N}(\mu, \Sigma)$ dans un contexte multidimensionnel [10].

L'ajustement des pluies maximales journalières à la loi de Galton a été fait, aussi, à l'aide du logiciel HYFRAN (Figure III.2 et tableau III.4). L'ajustement a été vérifié par la comparaison des valeurs estimées (courbe théorique) aux valeurs observées (pluies max journalières) et par l'emploi du test Khi2 intégré au logiciel employé.

Tableau III.4 : Ajustement des pluies max journalières à la loi de Log Normale (Galton)

Mois	P (mm)	ordre	P(classée)	Ln(P)	F(p)	valeur théorique
1972	62,6	1	15,3	2,7279	0,0128	-2,2398
1973	101,1	2	21	3,0445	0,0385	-1,5797
1974	57,3	3	24,3	3,1905	0,0641	-1,2755
1975	38,1	4	25,5	3,2387	0,0897	-1,1750
1976	30,1	5	26,9	3,2921	0,1154	-1,0636
1977	28	6	28	3,3322	0,1410	-0,9800
1978	37,7	7	30,1	3,4045	0,1667	-0,8293
1979	36,1	8	31,3	3,4436	0,1923	-0,7478
1980	36	9	31,3	3,4436	0,2179	-0,7478
1981	39,7	10	32,9	3,4935	0,2436	-0,6438
1982	31,3	11	34,7	3,5467	0,2692	-0,5328
1983	40	12	35,6	3,5723	0,2949	-0,4794
1984	41,1	13	36	3,5835	0,3205	-0,4561
1985	92,4	14	36,1	3,5863	0,3462	-0,4504
1986	41,8	15	36,3	3,5918	0,3718	-0,4388
1987	34,7	16	37,7	3,6297	0,3974	-0,3600
1988	45,7	17	38,1	3,6402	0,4231	-0,3380
1989	42	18	39,7	3,6814	0,4487	-0,2522
1990	42	19	40	3,6889	0,4744	-0,2365
1991	36,3	20	40,6	3,7038	0,5000	-0,2055
1992	24,3	21	41,1	3,7160	0,5256	-0,1800
1993	25,5	22	41,8	3,7329	0,5513	-0,1448
1994	35,6	23	42	3,7377	0,5769	-0,1348
1995	31,3	24	42	3,7377	0,6026	-0,1348
1996	15,3	25	45,7	3,8221	0,6282	0,0412
1997	40,6	26	54,34	3,9953	0,6538	0,4022
1998	60,5	27	54,34	3,9953	0,6795	0,4022
1999	26,9	28	57,3	4,0483	0,7051	0,5127
2000	32,9	29	60,5	4,1026	0,7308	0,6260
2001	21	30	62,5	4,1352	0,7564	0,6938
2002	62,5	31	62,6	4,1368	0,7821	0,6971
2003	123,45	32	76,56	4,3381	0,8077	1,1168
2004	54,34	33	78,32	4,3608	0,8333	1,1642
2005	86,33	34	86,33	4,4582	0,8590	1,3671
2006	87,45	35	87,45	4,4711	0,8846	1,3940
2007	78,32	36	92,4	4,5261	0,9103	1,5088
2008	111	37	101,1	4,6161	0,9359	1,6964
2009	54,34	38	111	4,7095	0,9615	1,8911
2010	76,56	39	123,45	4,8158	0,9872	2,1127

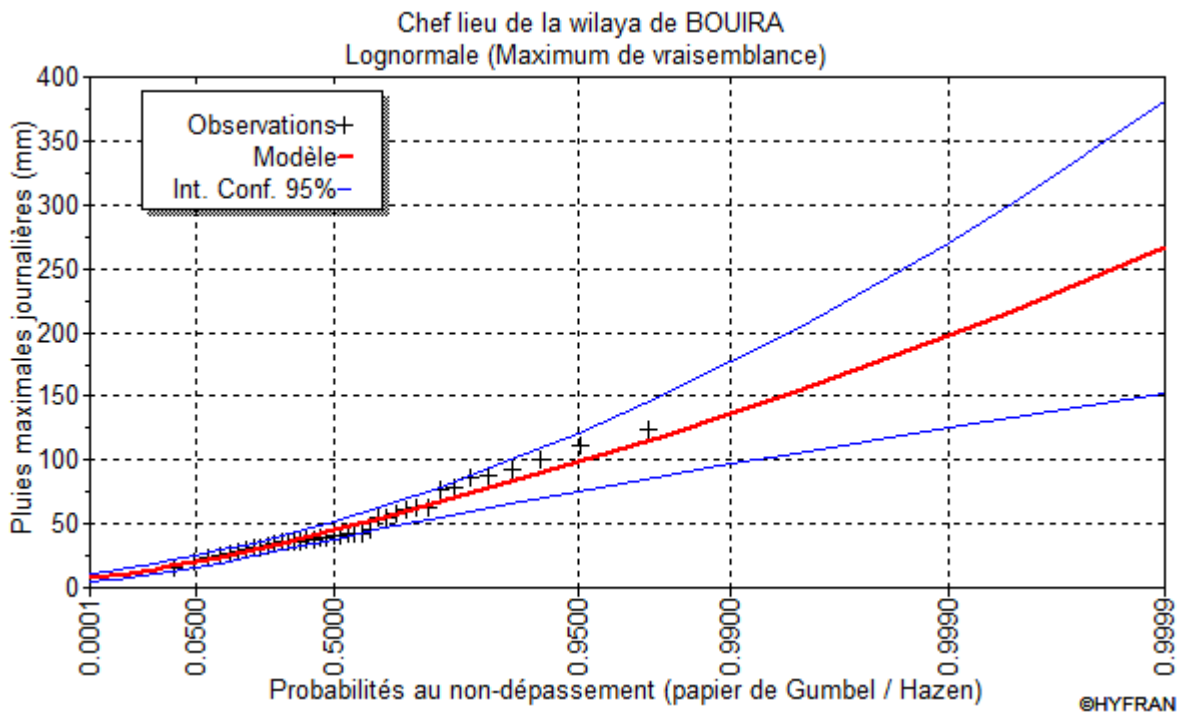


Figure III. 2: Ajustement des pluies max a la loi de log normale(Galton)

Les données expérimentales sont très proches de ceux théoriques et la courbe expérimentale coïncide avec la celle théorique, d'une part. D'autre part, l'application du test d'ajustement Khi2 intégré au logiciel HYFRAN a donné des résultats. Par conséquent, les pluies max journalières s'ajustent bien à la loi de Galton.

La droite de Galton, permettant de calculer les quantiles X_T pour différente périodes de retour est donnée par l'expression :

$$X_T = \text{Exp} \left(\bar{X} + \sigma U_{1-\frac{1}{T}} \right) = \text{Exp} \left(3.8023 + 0.4797 U_{1-\frac{1}{T}} \right) \dots\dots\dots(III.2)$$

Avec $U_{1-\frac{1}{T}} = 1.28$ pour $T = 10$;

\bar{X} : Écart type de la série transformé en logarithme ;

σ : Moyen arithmétique de la série des valeurs initiales transformé en logarithme.

Le tableau (II.5) résume les quantiles X_T , les écart-types et les intervalles de confiance pour différentes périodes de retour.

Tableau III. 5 : Résultat d'Ajustement par le logiciel Hyfran

T (ans)	F(p)	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0,0001	0.9999	267	58.3	152
2000.0	0,0005	0.9995	217	42.7	133
1000.0	0,001	0.9990	197	36.8	125
200.0	0,005	0.9950	154	24.9	105
100.0	0,01	0.9900	137	20.4	96.8
50.0	0,02	0.9800	120	16.4	87.9
20.0	0,05	0.9500	98.6	11.7	75.7
10.0	0,1	0.9000	82.9	8.64	65.9
5.0	0,2	0.8000	67.1	6.02	55.3
3.0	0,3333	0.6667	55.1	4.43	46.4
2.0	0,5	0.5000	44.8	3.44	38.1
1.4286	0,7	0.3000	34.8	2.86	29.2
1.2500	0,8	0.2000	29.9	2.68	24.7
1.1111	0,9	0.1000	24.2	2.53	19.3
1.0526	0,95	0.0500	20.4	2.42	15.6
1.0204	0,98	0.0200	16.7	2.29	12.2
1.0101	0,99	0.0100	14.7	2.19	10.4
1.0050	0,995	0.0050	13.0	2.10	8.90
1.0010	0,999	0.0010	10.2	1.90	6.45
1.0005	0,9995	0.0005	9.24	1.82	5.68
1.0001	0,9999	0.0001	7.52	1.64	4.30

Les résultats obtenus montrent que les pluies max journalières s'ajustent bien à la loi de Gumbel et à la loi de Galton (Log-Normale). Les pluies max journalières de période de retour T=10 ans obtenues par les droites théoriques de Gumbel et de Galton sont 79.3 et 82.9 mm.

Pour notre cas, on a choisi la valeur la plus grande issue de la loi Log Normale P=82.9mm.

III.2.3 Calcul de l'intensité pluviale fréquentielle de courte durée (tc).

D'après la Méthode de Body, l'intensité de pluie de durée t et de période de retour T (c.à.d probabilité p%) est donnée par la relation (III.I) [11]. Pour les réseaux d'assainissement le temps de concentration est 15 minutes, généralement.

$$I_{tc,P\%} = \frac{P_{maxj,P\%} \left(\frac{tc}{24}\right)^b}{T_c} \cdot 166.67 \dots\dots\dots(III.3)$$

Avec : $P_{maxj,p\%}$: pluies max journalières fréquentielles, pour une période de retour T (mm);

La fréquence au non dépassement : $F = 1 - 1/T = 90\%$ pour la période de retour
 $T = 10$ ans.

t_c : Temps de concentration en heures ($t_c = 0.25$ h);

T_c : Temps de concentration en minutes ($T_c = 15$ min) ;

166.67 : facteur de conversion d'unités (mm/minutes) en l/s.ha ;

Le coefficient b peut être approché par la relation suivante :

$$b = \frac{1}{m} \dots\dots\dots(III.4)$$

Avec m : Exposant climatique de BODY tabulé en fonction du bassin hydrographique et de la pluie moyenne annuelle (voir l'étude de Body de L' ANRH d'Algérie et tableau III.6)).

Si on dispose donc l'exposant climatique de Body m (dans notre cas $m = 2.6$), b peut être calculé de l'expression (III.2).

On a : $P \leq 400$ mm donc $m = 3.4$ pour notre bassin hydrographique.

Par conséquent, $b = 1/m = 1/3.4 = 0.294$.

Tableau.III.6 : Valeurs du coefficient climatique m

N° des Bassins hydrographiques	Pluie moyenne annuelle \bar{P} , mm		
	$\bar{P} \leq 400$ mm	$\bar{P} = 400 \dots 900$ mm	$\bar{P} \geq 900$ mm
01 – 04 – 011	3.3	2.8	2.3
02 – 03 – 09 – 15 – 16	3.1	2.6	2.1
10 – 12 – 14	3.4	2.9	2.1
05 – 06 – 07 – 08 – 17	3.8	3.1	–
13 – Sahara	7.5	–	–

Pour l'estimation de l'intensité moyenne des précipitations, nous admettons qu'une averse ayant une chance sur 10 de se produire chaque année durant 15 mn, peut être la valeur optimale. Nous aurons donc :

$$I_{tc,P\%} = \frac{P_{maxjP\%} \left(\frac{tc}{24}\right)^b}{T_c} \cdot 166.67 \rightarrow I_{15,90\%} = \frac{82.9 \left(\frac{0.25}{24}\right)^{0.294}}{15} \times 166.67 = \mathbf{240.73 \text{ l/s/ha}}$$

III.3 Calcul de base

L'assainissement des agglomérations est une technique qui consiste à évacuer par voie hydraulique au plus bas prix, le plus rapidement possible et sans stagnation des eaux usées de différentes origines, provenant d'une agglomération ou d'un centre d'activité, de telle façon que les produits évacués ne puissent polluer l'environnement.

Au sein de cette phase, on fait l'estimation du nombre d'habitants pour un horizon de calcul donné, le choix du système d'assainissement ainsi que le schéma de collecte et d'évacuation des eaux.

III.3.1 Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires

En général, le bassin versant est un secteur géographique limité par les lignes de crête ou par les lignes de partage des eaux.

Le découpage du site en sous-bassins élémentaires doit être fait selon [12] :

- La nature des sols.
- La densité des habitations.
- Les courbes de niveau.
- Les routes et les voiries existantes.
- Les pentes et les contre pentes.
- Les limites naturelles (oueds, talwegs.....).

Pour notre projet, le découpage de la zone à étudier se fait suivant la nature du sol et la densité des habitants, les routes et les voiries existantes, les courbes de niveau ainsi que les pentes et les contres pentes.

La figure (III.3) montre le découpage de l'aire du village de Thmeur en dix (10) sous bassins élémentaires.

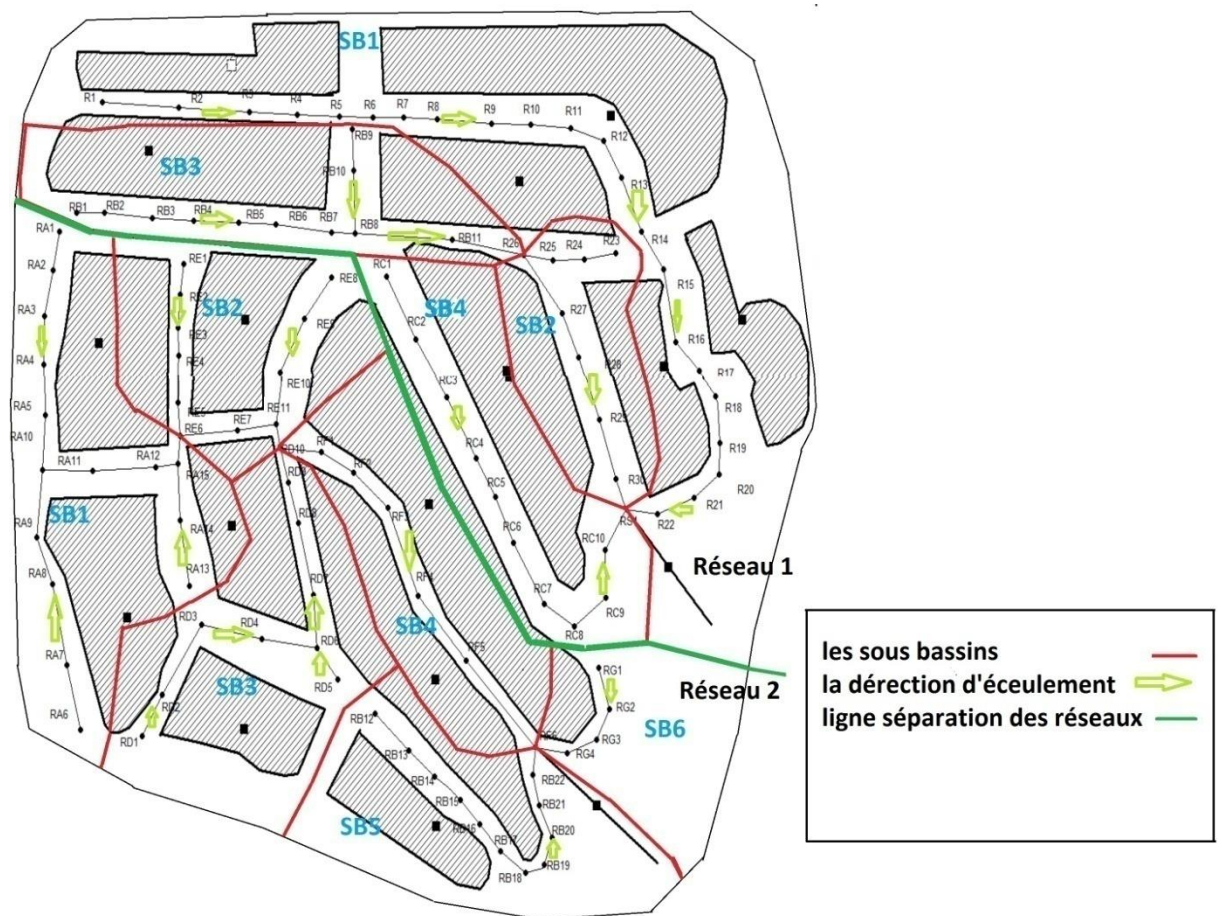


Figure III.3: Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires.

III.3.2 choix du système et du schéma d'évacuation

Pour notre étude et pour des raisons économiques et autres liées à l'absence d'une station d'épuration, nous avons opté pour le choix du système unitaire.

Pour notre agglomération, le réseau d'assainissement choisi appartient au type dit «ramifié». Les collecteurs principaux et secondaires se situent sous les voies publiques. Ils suivent donc l'ensemble des rues qu'ils desservent. Le schéma d'évacuation adopté est le schéma par déplacement latéral. Ceci permet l'évacuation et le transit des eaux pluviales et des eaux usées jusqu'à l'extérieur de l'agglomération de Thameur où on prévoit la réalisation d'une station d'épuration. Il permet également de ne pas charger les collecteurs et de ne pas avoir des diamètres importants au centre de l'agglomération (figure III.4).

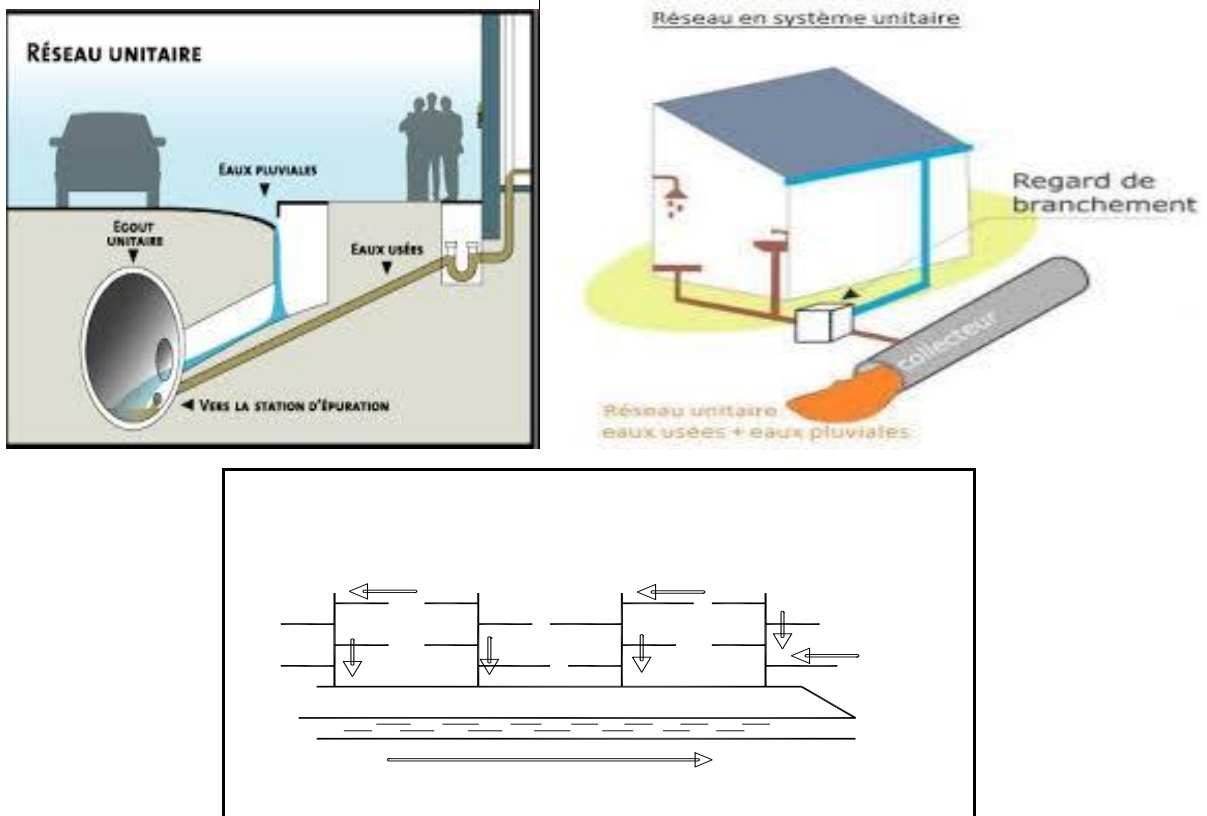


Figure III.4: Type et schéma du réseau d'évacuation

III.3.3 Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin

A défaut de connaître le nombre exact d'habitants dans chaque sous bassins, on suit les étapes suivantes afin de pouvoir estimer ce dernier [13].

- Calcul de la densité partielle de chaque sous bassin D_{imoy} ;
- Estimation du coefficient de ruissellement de chaque sous bassin ;
- Déduction du nombre d'habitants dans chaque sous bassin.

$$D_{imoy} = \frac{Pt}{At} \dots\dots\dots(III.5)$$

Avec : $A_t=17.3ha$ et P_t : nombre total d'habitants (hab) à l'horizon 2050.

La population du village Thameur à l'horizon 2050 peut être estimée par la formule (I.1):

$$P_{2050} = P_{2020}(1 + 0.028)^{30} = 5450 \text{ hab} = P_t$$

La densité de population moyenne peut être calculée par l'expression suivante :

$$\text{Densité} = \frac{P_{total}}{A_{total}} \dots\dots\dots(III.6)$$

Avec : P_{total} : Nombre totale d'habitant a l'horizon 2050,

A_{total} : Surface totale de l'agglomération (hectare).

En faisant l'application numérique on obtient : Densité=315,028902 habitant/hectare

On procède par la suite au calcul du nombre d'habitants correspondant à chaque sous bassin (tableau III.7) par la relation ci-dessous :

$$P_i = D_i \text{ moy} * A_i \dots\dots\dots(III.7)$$

Remarque : Le réseau de village de Thameur est divisé à deux réseaux indépendants l'un de l'autre.

Tableau III.7: Caractéristiques de l'agglomération « réseau 1 »

Sous Bassin	Tronçon d'égout		Superficie du bassin d'apport respectif (A) ha	Population		
	du	Au		Densité hab/ha	A*d hab	Cumul hab
	Regard					
	N	N				
SB1	R1	R2	0,14564469	315,028902	46	46
	R2	R3	0,15500126	315,028902	49	95
	R3	R4	0,1550601	315,028902	49	144
	R4	R5	0,15500126	315,028902	49	192
	R5	R6	0,15447164	315,028902	49	241
	R6	R7	0,12116461	315,028902	38	279
	R7	R8	0,17459709	315,028902	55	334
	R8	R9	0,15947358	315,028902	50	384
	R9	R10	0,15788473	315,028902	50	434
	R10	R11	0,12551924	315,028902	40	474
	R11	R12	0,12569578	315,028902	40	513
	R12	R13	0,13487581	315,028902	42	556
	R13	R14	0,1254604	315,028902	40	595
	R14	R15	0,12581347	315,028902	40	635
	R15	R16	0,12587232	315,028902	40	675
	R16	R17	0,14711585	315,028902	46	721
	R17	R18	0,14770431	315,028902	47	768
	R18	R19	0,1880729	315,028902	59	827
	R19	R20	0,14835162	315,028902	47	874
	R20	R21	0,1471747	315,028902	46	920
	R21	R22	0,18777867	315,028902	59	979
	R22	FS	0,14858701	315,028902	47	1026
SB2	R23	R24	0,14817508	315,028902	47	1073
	R24	R25	0,14764547	315,028902	47	1119
	R25	R26	0,13175695	315,028902	42	1161
	R26	R27	0,28028512	315,028902	88	1249
	R27	R28	0,26981047	315,028902	85	1334
	R28	R29	0,27593049	315,028902	87	1421
	R29	R30	0,27528318	315,028902	87	1507
	R30	R31	0,21661338	315,028902	68	1576
	R31	FS	0,15564857	315,028902	49	1625

Suite du tableau III.7:

Sous Bassin	Tronçon d'égout		Superficie du bassin d'apport respectif (A) ha	Population		
	du	Au		Densité hab/ha	A*d hab	Cumul hab
	Regard					
	N	N				
SB3	RB1	RB2	0,15800242	315,028902	50	1675
	RB2	RB3	0,12857925	315,028902	41	1715
	RB3	RB4	0,14846931	315,028902	47	1762
	RB4	RB5	0,15241202	315,028902	48	1810
	RB5	RB6	0,1550601	315,028902	49	1859
	RB6	RB7	0,13381658	315,028902	42	1901
	RB7	RB8	0,19725293	315,028902	62	1963
	RB8	RB9	0,18460097	315,028902	58	2021
	RB9	RB10	0,1559428	315,028902	49	2070
	RB10	RB11	0,15500126	315,028902	49	2119
	RB11	R26	0,25174464	315,028902	79	2198
SB4	RC1	RC2	0,24374154	315,028902	77	2275
	RC2	RC3	0,22538148	315,028902	71	2346
	RC3	RC4	0,19725293	315,028902	62	2408
	RC4	RC5	0,16465206	315,028902	52	2460
	RC5	RC6	0,24468308	315,028902	77	2537
	RC6	RC7	0,1793048	315,028902	56	2594
	RC7	RC8	0,16594668	315,028902	52	2646
	RC8	RC9	0,21602491	315,028902	68	2714
	RC9	RC10	0,17124285	315,028902	54	2768
	RC10	FS	0,16682937	315,028902	53	2821

Tableau III.8: Caractéristiques de l'agglomération « réseau 2 »

Sous Bassin	Tronçon d'égout		Superficie du bassin d'apport respectif (A) ha	Population		
	du	Au		Densité hab/ha	A*d hab	Cumul hab
	Regard					
	N	N				
SB1	RA1	RA2	0,22114454	315,028902	70	70
	RA2	RA3	0,1568255	315,028902	49	119
	RA3	RA4	0,1550601	315,028902	49	168
	RA4	RA5	0,11910499	315,028902	38	205
	RA5	RA10	0,15482472	315,028902	49	254
	RA6	RA7	0,15641357	315,028902	49	303
	RA7	RA8	0,12087038	315,028902	38	342
	RA8	RA9	0,18630751	315,028902	59	400
	RA9	RA10	0,17700979	315,028902	56	456
	RA10	RA11	0,1873079	315,028902	59	515
	RA11	RA12	0,19313369	315,028902	61	576
	RA12	RA15	0,18548366	315,028902	58	634
	RA13	RA14	0,17342016	315,028902	55	689
	RA14	RA15	0,16594668	315,028902	52	741
	RA15	RE6	0,20378487	315,028902	64	805
SB2	RE1	RE2	0,17047785	315,028902	54	859
	RE2	RE3	0,15941473	315,028902	50	909
	RE3	RE4	0,15659011	315,028902	49	959
	RE4	RE5	0,15723742	315,028902	50	1008
	RE5	RE6	0,1551778	315,028902	49	1057
	RE6	RE7	0,11828114	315,028902	37	1094
	RE7	RE11	0,15458933	315,028902	49	1143
	RE8	RE9	0,15541318	315,028902	49	1192
	RE9	RE10	0,12022307	315,028902	38	1230
	RE10	RE11	0,16218051	315,028902	51	1281
	RE11	RD10	0,14846931	315,028902	47	1328

Suite du tableau III.8:

Sous Bassin	Tronçon d'égout		Superficie du bassin d'apport respectif (A) ha	Population		
	du	Au		Densité	A*d	Cumul
	Regard					
	N	N		hab/ha	hab	hab
SB3	RD1	RD2	0,12310654	315,028902	39	1367
	RD2	RD3	0,15223548	315,028902	48	1414
	RD3	RD4	0,08297334	315,028902	26	1441
	RD4	RD6	0,08826951	315,028902	28	1468
	RD5	RD6	0,14988163	315,028902	47	1516
	RD6	RD7	0,14158429	315,028902	45	1560
	RD7	RD8	0,13240426	315,028902	42	1602
	RD8	RD9	0,11310266	315,028902	36	1638
	RD9	RD10	0,10868919	315,028902	34	1672
SB4	RD10	RF1	0,13240426	315,028902	42	1714
	RF1	RF2	0,14646854	315,028902	46	1760
	RF2	RF3	0,1494697	315,028902	47	1807
	RF3	RF4	0,12069384	315,028902	38	1845
	RF4	RF5	0,11363228	315,028902	36	1881
	RF5	RF6	0,10268686	315,028902	32	1913
SB5	RB12	RB13	0,16629976	315,028902	52	1965
	RB13	RB14	0,1551778	315,028902	49	2014
	RB14	RB15	0,12516616	315,028902	39	2054
	RB15	RB16	0,12540155	315,028902	40	2093
	RB16	RB17	0,17277285	315,028902	54	2148
	RB17	RB18	0,15494241	315,028902	49	2196
	RB18	RB19	0,15511895	315,028902	49	2245
	RB19	RB20	0,15500126	315,028902	49	2294
	RB20	RB21	0,14323199	315,028902	45	2339
	RB21	RB22	0,1760094	315,028902	55	2395
SB6	RB22	RF6	0,15800242	315,028902	50	2444
	RG1	RG2	0,15788473	315,028902	50	2494
	RG2	RG3	0,1286381	315,028902	41	2535
	RG3	RG4	0,14564469	315,028902	46	2581
	RG4	RF6	0,15500126	315,028902	49	2629

III.4 Conclusion

En conclusion, on peut dire que ce chapitre a fait l'objet d'ajustement des pluies max journalières à la loi de Gumbel et à la loi Log Normal en vue de l'obtention de l'intensité pluviale fréquentielle de courte durée (15mn) et de période de retour 10 ans. Les résultats obtenus montrent que les pluies max journalières s'ajustent bien aussi bien à la loi de Gumbel qu'à la loi Log-Normale (Galton). Les pluies max journalières de période de retour $T=10$ ans obtenues par les droites théoriques de Gumbel et de Galton sont 79.3 et 82.9 mm respectivement. La pluie max obtenue par la droite de Galton (82.9mm) a été retenue et employée pour le calcul de l'intensité pluviale de courte durée en utilisant la méthode de Body. On s'aperçoit que l'intensité moyenne des précipitations nécessaire pour une évaluation optimale des débits des eaux pluviales et un bon dimensionnement de notre réseau est de l'ordre de 240.73 l/s/ha.

On peut dire également que la population actuelle du chef lieu du village de Thameur est de l'ordre de 2380 habitants et évolue avec un taux d'accroissement de 2.8% annuellement. La population à desservir à long terme à l'horizon 2050, estimée par la formule de croissance géométrique est de l'ordre de 5450 habitants. Le découpage du site a été fait en deux mini-réseaux indépendants l'un de l'autre et en six (6) et quatre (4) sous bassins élémentaires respectivement, selon la densité des habitations, les courbes de niveaux, les routes et voiries existantes, les pentes et les contre pentes et les limites naturelles.

Pour des raisons économiques et autres liées à l'absence d'une station d'épuration en aval de l'agglomération, le choix du système d'évacuation a été porté sur le système unitaire. Le réseau d'assainissement choisi appartient au type dit «ramifié». Les collecteurs principaux et secondaires se situent sous les voies publiques. Ils suivent donc l'ensemble des rues qu'ils desservent. Le schéma d'évacuation adopté est le schéma par déplacement latéral. Ceci permet l'évacuation et le transit des eaux pluviales et des eaux usées jusqu'à l'extérieur de l'agglomération de Thameur où on prévoit la réalisation d'une station d'épuration. Il permet également de ne pas charger les collecteurs et de ne pas avoir des diamètres importants au centre de l'agglomération.



CHAPITRE IV :

ÉVALUATIONS DES DÉBITS

IV.1 Introduction

Dans ce chapitre on calcul les débits des eaux usées et pluviales pour chaque tronçon de conduite des deux réseaux de notre zone d'étude.

La gestion des réseaux d'assainissement d'une agglomération doit répondre à deux objectifs principaux :

L'évacuation correcte des eaux pluviales.

La collecte et l'évacuation des eaux usées de toutes natures (eaux usées d'origine domestique, eaux des services publics et les eaux usées d'origine industrielle).

IV.2 Evaluation des débits des eaux usées

Les quantités des eaux usées à évacuer sont à considérer selon les valeurs des débits de pointe qui conditionnent implicitement le dimensionnement des canalisations. Les débits seront évalués sur la base des consommations d'eaux globales de l'agglomération récusées au jour de la forte consommation de l'année, rapporté à l'unité habitant sur une période de 24 heures [14].

L'évacuation quantitative des rejets est en fonction du type de l'agglomération ainsi que le mode d'occupation du sol. Plus l'agglomération est urbanisée, plus la proportion d'eau rejetée est élevée [13].

IV.2.1 Estimation des débits des eaux usées domestiques

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, nous prendrons comme base une dotation d'eau potable de 180 l/j hab.

Nous considérons que les 80% de l'eau consommée sont rejetées comme eaux usées dans le réseau d'évacuation [12].

IV.2.1.1. Evaluation du débit moyen journalier

Le débit moyen journalier rejeté est calculé par la relation suivante [14] :

$$Q_{moy.j} = \frac{N.D.K_r}{86400} \quad (IV.1)$$

Avec : N : nombre d'habitant dans chaque sous bassin ;

D : dotation qui égale à 180 l/hab/j ;

Kr : coefficient des rejets qui égale à 0,8.

IV.2.1.2 Evaluation du débit de pointe

K_p : Coefficient de pointe, peut être calculé a partir du débit moyen journalier [15] :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{\text{moy},j}}} \quad \text{Si : } Q_{\text{moy},j} \geq 2,8 \text{ l/s} \quad (\text{IV.2})$$

Si : $Q_{\text{moy},j} < 2,8 \text{ l/s}$ on a : $K_p = 3$

IV.2.1.3 Evaluation des débits des services publics

Les eaux de lavage des espaces publics (cours, rue,...) sont évacuées vers le réseau par l'intermédiaire de puisard menu d'une grille, les eaux usées des services publics : éducatifs, sanitaires, touristiques, administratifs et différents autres services d'utilité publique seront pris en compte avec les besoins domestiques :

$$Q_{\text{service}} = \frac{N \cdot D \cdot K_r}{24 \cdot 3600} \quad (\text{IV.3})$$

Avec : N : Nombre d'unités, D : Dotation et Kr : Coefficient de rejet.

Les débits d'eaux usées des équipements et les débits d'eaux usées de pointe sont respectivement illustrés dans les tableaux (IV.1), (IV.2) et (IV.3).

Tableau IV.1: Evaluation des débits des eaux usées des services publics

Type de service public	Unité	N (nombre)	Dotation (l/j/unité)	Kr (coef. de rejet)	débit évacué (l/s)	Tronçon correspond
Ecole primaire	élève	280	15	0,8	0,0388	RC2-RC3
Bureau de post	employé	9	15	0,8	0,00125	RB8-RB9
Mosquée	Fidèle	500	20	0,8	0,0925	RE1-RE2
A.P.C	employé	15	15	0,8	0,00208	RB6-RB7

Tableau IV.2: Evaluation des débits des eaux usées des équipements pour chaque sous bassin du Réseau 1

SOUS BASSIN	Tronçon d'égout		Superficie de bassin d'apport respectif (ha)	Nbre d'hab. de SB	Q _{moy j} (l/s)	K _p	Q _{pte usée} (l/s)	Q _{equip usée} (l/s)	Q _{pte total usée} (l/s)
	du	Au							
	Regard								
	N	N							
SB1	R1	R2	0,1456	46	0,0765	3	0,2294	0	0,2294
	R2	R3	0,1550	49	0,0814	3	0,2441	0	0,2441
	R3	R4	0,1551	49	0,0814	3	0,2442	0	0,2442
	R4	R5	0,1550	49	0,0814	3	0,2441	0	0,2441
	R5	R6	0,1545	49	0,0811	3	0,2433	0	0,2433
	R6	R7	0,1212	38	0,0636	3	0,1909	0	0,1909
	R7	R8	0,1746	55	0,0917	3	0,2750	0	0,2750
	R8	R9	0,1595	50	0,0837	3	0,2512	0	0,2512
	R9	R10	0,1579	50	0,0829	3	0,2487	0	0,2487
	R10	R11	0,1255	40	0,0659	3	0,1977	0	0,1977
	R11	R12	0,1257	40	0,0660	3	0,1980	0	0,1980
	R12	R13	0,1349	42	0,0708	3	0,2124	0	0,2124
	R13	R14	0,1255	40	0,0659	3	0,1976	0	0,1976
	R14	R15	0,1258	40	0,0661	3	0,1982	0	0,1982
	R15	R16	0,1259	40	0,0661	3	0,1983	0	0,1983
	R16	R17	0,1471	46	0,0772	3	0,2317	0	0,2317
	R17	R18	0,1477	47	0,0776	3	0,2327	0	0,2327
	R18	R19	0,1881	59	0,0987	3	0,2962	0	0,2962
	R19	R20	0,1484	47	0,0779	3	0,2337	0	0,2337
	R20	R21	0,1472	46	0,0773	3	0,2318	0	0,2318
	R21	R22	0,1878	59	0,0986	3	0,2958	0	0,2958
	R22	FS	0,1486	47	0,0780	3	0,2340	0	0,2340
SB2	R23	R24	0,1482	47	0,0778	3	0,2334	0	0,2334
	R24	R25	0,1476	47	0,0775	3	0,2326	0	0,2326
	R25	R26	0,1318	42	0,0692	3	0,2075	0	0,2075
	R26	R27	0,2803	88	0,1472	3	0,4415	0	0,4415
	R27	R28	0,2698	85	0,1417	3	0,4250	0	0,4250
	R28	R29	0,2759	87	0,1449	3	0,4346	0	0,4346
	R29	R30	0,2753	87	0,1445	3	0,4336	0	0,4336
	R30	R31	0,2166	68	0,1137	3	0,3412	0	0,3412
	R31	FS	0,1556	49	0,0817	3	0,2452	0	0,2452

Suite du tableau IV.2 :

SOUS BASSIN	Tronçon d'égout		Superficie de bassin d'apport respectif (ha)	Nbre d'hab. de SB	Qmoy j (l/s)	Kp	Qpte usée (l/s)	Q equip usée (l/s)	Qpte total usée (l/s)
	du	du							
	Regard								
	N	N							
SB3	RB1	RB2	0,1580	50	0,0830	3	0,2489	0	0,2489
	RB2	RB3	0,1286	41	0,0675	3	0,2025	0	0,2025
	RB3	RB4	0,1485	47	0,0780	3	0,2339	0	0,2339
	RB4	RB5	0,1524	48	0,0800	3	0,2401	0	0,2401
	RB5	RB6	0,1551	49	0,0814	3	0,2442	0	0,2442
	RB6	RB7	0,1338	42	0,0703	3	0,2108	0,00208333	0,2129
	RB7	RB8	0,1973	62	0,1036	3	0,3107	0	0,3107
	RB9	RB10	0,1846	58	0,0969	3	0,2908	0,00125	0,2920
	RB10	RB8	0,1559	49	0,0819	3	0,2456	0	0,2456
	RB8	RB11	0,1550	49	0,0814	3	0,2441	0	0,2441
	RB11	R26	0,2517	79	0,1322	3	0,3965	0	0,3965
SB4	RC1	RC2	0,2437	77	0,1280	3	0,3839	0	0,3839
	RC2	RC3	0,2254	71	0,1183	3	0,3550	0,03888889	0,3939
	RC3	RC4	0,1973	62	0,1036	3	0,3107	0	0,3107
	RC4	RC5	0,1647	52	0,0865	3	0,2594	0	0,2594
	RC5	RC6	0,2447	77	0,1285	3	0,3854	0	0,3854
	RC6	RC7	0,1793	56	0,0941	3	0,2824	0	0,2824
	RC7	RC8	0,1659	52	0,0871	3	0,2614	0	0,2614
	RC8	RC9	0,2160	68	0,1134	3	0,3403	0	0,3403
	RC9	RC10	0,1712	54	0,0899	3	0,2697	0	0,2697
	RC10	FS	0,1668	53	0,0876	3	0,2628	0	0,2628

Tableau IV.3: Evaluation des débits des eaux usées des équipements pour chaque sous bassin du Réseau 2

SOUS BASSIN	Tronçon d'égout		Superficie de bassin d'apport respectif (ha)	Nbre d'hab. de SB	Qmoy j (l/s)	Kp	Qpte usée (l/s)	Q equip usée (l/s)	Qpte total usée (l/s)
	du	Au							
	Regard								
	N	N							
SB1	RA1	RA2	0,2211	70	0,1161	3	0,3483	0	0,3483
	RA2	RA3	0,1568	49	0,0823	3	0,2470	0	0,2470
	RA3	RA4	0,1551	49	0,0814	3	0,2442	0	0,2442
	RA4	RA5	0,1191	38	0,0625	3	0,1876	0	0,1876
	RA5	RA10	0,1548	49	0,0813	3	0,2439	0	0,2439
	RA6	RA7	0,1564	49	0,0821	3	0,2464	0	0,2464
	RA7	RA8	0,1209	38	0,0635	3	0,1904	0	0,1904
	RA8	RA9	0,1863	59	0,0978	3	0,2935	0	0,2935
	RA9	RA10	0,1770	56	0,0929	3	0,2788	0	0,2788
	RA10	RA11	0,1873	59	0,0983	3	0,2950	0	0,2950
	RA11	RA12	0,1931	61	0,1014	3	0,3042	0	0,3042
	RA12	RA15	0,1855	58	0,0974	3	0,2922	0	0,2922
	RA13	RA14	0,1734	55	0,0911	3	0,2732	0	0,2732
	RA14	RA15	0,1659	52	0,0871	3	0,2614	0	0,2614
	RA15	RE6	0,2038	64	0,1070	3	0,3210	0	0,3210
SB2	RE1	RE2	0,1705	54	0,0895	3	0,2685	0,0926	0,3611
	RE2	RE3	0,1594	50	0,0837	3	0,2511	0	0,2511
	RE3	RE4	0,1566	49	0,0822	3	0,2467	0	0,2467
	RE4	RE5	0,1572	50	0,0826	3	0,2477	0	0,2477
	RE5	RE6	0,1552	49	0,0815	3	0,2444	0	0,2444
	RE6	RE7	0,1183	37	0,0621	3	0,1863	0	0,1863
	RE7	RE11	0,1546	49	0,0812	3	0,2435	0	0,2435
	RE8	RE9	0,1554	49	0,0816	3	0,2448	0	0,2448
	RE9	RE10	0,1202	38	0,0631	3	0,1894	0	0,1894
	RE10	RE11	0,1622	51	0,0852	3	0,2555	0	0,2555
	RE11	RD10	0,1485	47	0,0780	3	0,2339	0	0,2339
SB3	RD1	RD2	0,1231	39	0,0646	3	0,1939	0	0,1939
	RD2	RD3	0,1522	48	0,0799	3	0,2398	0	0,2398
	RD3	RD4	0,0830	26	0,0436	3	0,1307	0	0,1307
	RD4	RD6	0,0883	28	0,0463	3	0,1390	0	0,1390
	RD5	RD6	0,1499	47	0,0787	3	0,2361	0	0,2361
	RD6	RD7	0,1416	45	0,0743	3	0,2230	0	0,2230
	RD7	RD8	0,1324	42	0,0695	3	0,2086	0	0,2086
	RD8	RD9	0,1131	36	0,0594	3	0,1782	0	0,1782
	RD9	RD10	0,1087	34	0,0571	3	0,1712	0	0,1712

Suite du tableau IV.3 :

SOUS BASSIN	Tronçon d'égout		Superficie de bassin d'apport respectif (ha)	Nbre d'hab. de SB	Qmoy j (l/s)	Kp	Qpte usée (l/s)	Q equip usée (l/s)	Qpte total usée (l/s)
	du	du							
	Regard								
	N	N							
SB4	RD10	RF1	0,1324	42	0,0695	3	0,2086	0	0,2086
	RF1	RF2	0,1465	46	0,0769	3	0,2307	0	0,2307
	RF2	RF3	0,1495	47	0,0785	3	0,2354	0	0,2354
	RF3	RF4	0,1207	38	0,0634	3	0,1901	0	0,1901
	RF4	RF5	0,1136	36	0,0597	3	0,1790	0	0,1790
	RF5	RF6	0,1027	32	0,0539	3	0,1617	0	0,1617
	RB13	RB14	0,1552	49	0,0815	3	0,2444	0	0,2444
	RB14	RB15	0,1252	39	0,0657	3	0,1972	0	0,1972
	RB15	RB16	0,1254	40	0,0658	3	0,1975	0	0,1975
	RB16	RB17	0,1728	54	0,0907	3	0,2721	0	0,2721
	RB17	RB18	0,1549	49	0,0814	3	0,2441	0	0,2441
	RB18	RB19	0,1551	49	0,0814	3	0,2443	0	0,2443
	RB19	RB20	0,1550	49	0,0814	3	0,2441	0	0,2441
	RB20	RB21	0,1432	45	0,0752	3	0,2256	0	0,2256
	RB21	RB22	0,1760	55	0,0924	3	0,2772	0	0,2772
RB22	RF6	0,1580	50	0,0830	3	0,2489	0	0,2489	
SB6	RG1	RG2	0,1579	50	0,0829	3	0,2487	0	0,2487
	RG2	RG3	0,1286	41	0,0675	3	0,2026	0	0,2026
	RG3	RG4	0,1456	46	0,0765	3	0,2294	0	0,2294
	RG4	RF6	0,1550	49	0,0814	3	0,2441	0	0,2441

IV.3 Evaluation des débits pluviaux et totaux

Dans cette étude, on a opté pour le choix de la méthode rationnelle (équation II.1) qui est très facile à appliquer, mieux adoptée aux critères de notre zone d'étude et aux données récoltées et qui donne des résultats très fiables pour les surfaces limitées (toutes nos surfaces sont inférieures à 10 ha).

La densité de population de notre région d'étude est égale à 315.0289 hab/ha. Du tableau (II.2) on peut déduire un coefficient de ruissellement $C_r=0.65$.

Les tableaux (IV.5) et (IV.6) résument les débits des eaux usées et les débits totaux évacués par les deux réseaux 1 et 2 respectivement.

Tableau IV.4: Calcul du débit total évacué (par temps de pluie) par le réseau 1

N de chaque sous bassin	Tronçon d'égout		Cr	tronçon précédent	Débit de temps de pluie				Débit total usée	débit usée cumulé	Débit total évacué
	du	au			Superficie réduite		Intensité de pluie	débit pluviale			
	Regard				Elémentaire	Cumulée					
	N	N			-	-	ha	ha			
SB1	R1	R2	0,65	-	0,146	0,146	240,73	35,061	0,229	0,229	35,29
	R2	R3	0,65	-	0,155	0,301	240,73	72,374	0,244	0,474	72,85
	R3	R4	0,65	-	0,155	0,456	240,73	109,702	0,244	0,718	110,42
	R4	R5	0,65	-	0,155	0,611	240,73	147,016	0,244	0,962	147,98
	R5	R6	0,65	-	0,154	0,765	240,73	184,202	0,243	1,205	185,41
	R6	R7	0,65	-	0,121	0,886	240,73	213,369	0,191	1,396	214,77
	R7	R8	0,65	-	0,175	1,061	240,73	255,400	0,275	1,671	257,07
	R8	R9	0,65	-	0,159	1,220	240,73	293,790	0,251	1,922	295,71
	R9	R10	0,65	-	0,158	1,378	240,73	331,798	0,249	2,171	333,97
	R10	R11	0,65	-	0,126	1,504	240,73	362,014	0,198	2,369	364,38
	R11	R12	0,65	-	0,126	1,630	240,73	392,273	0,198	2,567	394,84
	R12	R13	0,65	-	0,135	1,764	240,73	424,742	0,212	2,779	427,52
	R13	R14	0,65	-	0,125	1,890	240,73	454,944	0,198	2,977	457,92
	R14	R15	0,65	-	0,126	2,016	240,73	485,231	0,198	3,175	488,41
	R15	R16	0,65	-	0,126	2,142	240,73	515,532	0,198	3,373	518,91
	R16	R17	0,65	-	0,147	2,289	240,73	550,947	0,232	3,605	554,55
	R17	R18	0,65	-	0,148	2,436	240,73	586,504	0,233	3,838	590,34
	R18	R19	0,65	-	0,188	2,624	240,73	631,779	0,296	4,134	635,91
	R19	R20	0,65	-	0,148	2,773	240,73	667,491	0,234	4,368	671,86
	R20	R21	0,65	-	0,147	2,920	240,73	702,921	0,232	4,599	707,52
	R21	R22	0,65	-	0,188	3,108	240,73	748,125	0,296	4,895	753,02
	R22	FS	0,65	-	0,149	3,256	240,73	783,894	0,234	5,129	789,02

Suite du tableau IV.4 :

N de chaque sous bassin	Tronçon d'égout		Cr	tronçon précédent	Débit de temps de pluie				Débit total usée	débit usée cumulé	Débit total évacué
	du	au			Superficie réduite		Intensité de pluie	débit pluviale			
	Regard				Elémentaire	Cumulée					
	N	N					-	-			
SB2	R23	R24	0,65		0,148	0,148	240,73	35,670	0,233	0,233	35,90
	R24	R25	0,65		0,148	0,296	240,73	71,213	0,233	0,466	71,68
	R25	R26	0,65		0,132	0,428	240,73	102,931	0,208	0,673	103,60
	R26	R27	0,65	SB3	0,280	2,529	240,73	608,745	0,441	3,986	612,73
	R27	R28	0,65		0,270	2,799	240,73	673,696	0,425	4,411	678,11
	R28	R29	0,65		0,276	3,074	240,73	740,121	0,435	4,846	744,97
	R29	R30	0,65		0,275	3,350	240,73	806,390	0,434	5,280	811,67
	R30	R31	0,65		0,217	3,566	240,73	858,535	0,341	5,621	864,16
	R31	FS	0,65		0,156	3,722	240,73	896,005	0,245	5,866	901,87
SB3	RB1	RB2	0,65		0,158	0,158	240,73	38,036	0,249	0,249	38,28
	RB2	RB3	0,65		0,129	0,287	240,73	68,989	0,203	0,451	69,44
	RB3	RB4	0,65		0,148	0,435	240,73	104,730	0,234	0,685	105,42
	RB4	RB5	0,65		0,152	0,587	240,73	141,420	0,240	0,925	142,35
	RB5	RB6	0,65		0,155	0,743	240,73	178,748	0,244	1,170	179,92
	RB6	RB7	0,65		0,134	0,876	240,73	210,961	0,213	1,382	212,34
	RB7	RB8	0,65		0,197	1,074	240,73	258,446	0,311	1,693	260,14
	RB8	RB9	0,65		0,185	1,258	240,73	302,885	0,292	0,292	303,18
	RB9	RB10	0,65		0,156	1,414	240,73	340,425	0,246	0,538	340,96
	RB10	RB11	0,65		0,155	1,569	240,73	377,739	0,244	2,475	380,21
	RB11	R26	0,65		0,252	1,821	240,73	438,341	0,397	2,871	441,21
SB4	RC1	RC2	0,65		0,244	0,244	240,73	58,676	0,384	0,384	59,06
	RC2	RC3	0,65		0,225	0,469	240,73	112,932	0,394	0,778	113,71
	RC3	RC4	0,65		0,197	0,666	240,73	160,417	0,311	1,089	161,51
	RC4	RC5	0,65		0,165	0,831	240,73	200,053	0,259	1,348	201,40
	RC5	RC6	0,65		0,245	1,076	240,73	258,956	0,385	1,733	260,69
	RC6	RC7	0,65		0,179	1,255	240,73	302,120	0,282	2,016	304,14
	RC7	RC8	0,65		0,166	1,421	240,73	342,068	0,261	2,277	344,35
	RC8	RC9	0,65		0,216	1,637	240,73	394,072	0,340	2,617	396,69
	RC9	RC10	0,65		0,171	1,808	240,73	435,295	0,270	2,887	438,18
	RC10	FS	0,65		0,167	1,975	240,73	475,456	0,263	3,150	478,61

Tableau IV.5: Calcul du débit total évacué (par temps de pluie) par le réseau 2

N de SB	Tronçon d'égout		Cr	Tronçon précédent	Débit de temps de pluie				Débit total usée	Débit usée cumulé	Débit total évacué
	du	au			Superficie réduite		Intensité de pluie	Débit pluvial			
	Regard				Elémentaire	Cumulé					
	N	N			-	-	ha	ha			
SB1	RA1	RA2	0,65	-	0,22	0,22	240,73	53,24	0,35	0,35	53,58
	RA2	RA3	0,65	-	0,16	0,38	240,73	90,99	0,25	0,60	91,58
	RA3	RA4	0,65	-	0,16	0,53	240,73	128,32	0,24	0,84	129,16
	RA4	RA5	0,65	-	0,12	0,65	240,73	156,99	0,19	1,03	158,02
	RA5	RA10	0,65	-	0,15	0,81	240,73	194,26	0,24	1,27	195,53
	RA6	RA7	0,65	-	0,16	0,16	240,73	37,65	0,25	0,25	37,90
	RA7	RA8	0,65	-	0,12	0,28	240,73	66,75	0,19	0,44	67,19
	RA8	RA9	0,65	-	0,19	0,46	240,73	111,60	0,29	0,73	112,33
	RA9	RA10	0,65	-	0,18	0,64	240,73	154,21	0,28	1,01	155,22
	RA10	RA11	0,65	RA1_RA10+ RA6_RA10	0,19	1,63	240,73	393,56	0,30	2,28	395,84
	RA11	RA12			0,19	1,83	240,73	440,06	0,30	2,58	442,64
	RA12	RA15	0,65	RA1_RA10+ RA6_RA10+ RA10_RA15	0,19	2,01	240,73	484,71	0,29	2,88	487,58
	RA13	RA14	0,65		0,17	0,17	240,73	41,75	0,27	0,27	42,02
	RA14	RA15	0,65		0,17	0,34	240,73	81,70	0,26	0,53	82,23
	RA15	RE6	0,65	SB1- RA15_RE6	0,20	2,56	240,73	615,46	0,32	3,41	618,87
SB2	RE1	RE2	0,65		0,17	0,17	240,73	41,04	0,36	0,36	41,40
	RE2	RE3	0,65		0,16	0,33	240,73	79,42	0,25	0,61	80,03
	RE3	RE4	0,65		0,16	0,49	240,73	117,11	0,25	0,86	117,97
	RE4	RE5	0,65		0,16	0,64	240,73	154,96	0,25	1,11	156,07
	RE5	RE6	0,65		0,16	0,80	240,73	192,32	0,24	1,35	193,67
	RE6	RE7	0,65	SB1+ RE1_RE6	0,12	3,47	240,73	836,25	0,19	4,95	841,20
	RE7	RE11	0,65		0,15	3,63	240,73	873,47	0,24	5,19	878,66
	RE8	RE9	0,65		0,16	0,16	240,73	37,41	0,24	0,24	37,66
	RE9	RE10	0,65		0,12	0,28	240,73	66,35	0,19	0,43	66,79
	RE10	RE11	0,65		0,16	0,44	240,73	105,40	0,26	0,69	106,09
	RE11	RD10	0,65	SB1+ SB2- RE11_RD10	0,15	4,21	240,73	1014,60	0,23	5,88	1020,48

Suite du tableau IV.5 :

N de SB	Tronçon d'égout		Cr	Tronçon précédent	Débit de temps de pluie				Débit total usée	Débit usée cumulé	Débit total évacué
	du	au			Superficie réduite		Intensité de pluie	Débit pluvial			
	Regard				Elémentaire	Cumulé					
	N	N					-	-			
SB3	RD1	RD2	0,65		0,12	0,12	240,73	29,64	0,19	0,19	29,83
	RD2	RD3	0,65		0,15	0,28	240,73	66,28	0,24	0,43	66,72
	RD3	RD4	0,65		0,08	0,36	240,73	86,26	0,13	0,56	86,82
	RD4	RD6	0,65		0,09	0,45	240,73	107,51	0,14	0,70	108,21
	RD5	RD6	0,65		0,15	0,15	240,73	36,08	0,24	0,24	36,32
	RD6	RD7	0,65	RD1_RD6+ RD5_RD6	0,14	0,74	240,73	177,67	0,22	1,16	178,83
	RD7	RD8	0,65		0,13	0,87	240,73	209,54	0,21	1,37	210,92
	RD8	RD9	0,65		0,11	0,98	240,73	236,77	0,18	1,55	238,32
SB4	RD9	RD10	0,65		0,11	1,09	240,73	262,94	0,17	1,72	264,66
	RD10	RF1	0,65	SB1+ SB2+SB3	0,13	5,44	240,73	1309,41	0,21	7,81	1317,22
	RF1	RF2	0,65		0,15	5,59	240,73	1344,67	0,23	8,04	1352,71
	RF2	RF3	0,65		0,15	5,74	240,73	1380,65	0,24	8,28	1388,93
	RF3	RF4	0,65		0,12	5,86	240,73	1409,71	0,19	8,47	1418,18
	RF4	RF5	0,65		0,11	5,97	240,73	1437,06	0,18	8,65	1445,71
SB5	RF5	RF6	0,65		0,10	6,07	240,73	1461,78	0,16	8,81	1470,59
	RB12	RB13	0,65		0,17	0,17	240,73	40,03	0,26	0,26	40,30
	RB13	RB14	0,65		0,16	0,32	240,73	77,39	0,24	0,51	77,90
	RB14	RB15	0,65		0,13	0,45	240,73	107,52	0,20	0,70	108,22
	RB15	RB16	0,65		0,13	0,57	240,73	137,71	0,20	0,90	138,61
	RB16	RB17	0,65		0,17	0,74	240,73	179,30	0,27	1,17	180,47
	RB17	RB18	0,65		0,15	0,90	240,73	216,60	0,24	1,42	218,02
	RB18	RB19	0,65		0,16	1,05	240,73	253,94	0,24	1,66	255,60
	RB19	RB20	0,65		0,16	1,21	240,73	291,25	0,24	1,91	293,16
	RB20	RB21	0,65		0,14	1,35	240,73	325,73	0,23	2,13	327,87
SB6	RB21	RB22	0,65		0,18	1,53	240,73	368,11	0,28	2,41	370,51
	RB22	RF6	0,65		0,16	1,69	240,73	406,14	0,25	2,66	408,80
	RG1	RG2	0,65		0,16	0,16	240,73	38,01	0,25	0,25	38,26
	RG2	RG3	0,65		0,13	0,29	240,73	68,97	0,20	0,45	69,43
	RG3	RG4	0,65		0,15	0,43	240,73	104,04	0,23	0,68	104,72
	RG4	RF6	0,65		0,16	0,59	240,73	141,35	0,24	0,92	142,27

IV.4 Conclusion

En conclusion, on peut dire que ce chapitre a fait l'objet d'évaluation des débits d'évacuation des eaux de ruissellement et des eaux usées d'origines domestique et équipement pour l'ensemble des sous bassins délimités de la région d'étude en vue de caractériser le dimensionnement de notre réseau unitaire. Les eaux usées d'origine industrielles n'ont pas été quantifiées car aucune industrie n'existe pour le moment, ni même prévues dans la région d'étude à court et à moyen termes.

On constate que les débits des eaux usées ne représentent qu'une faible fraction des débits pluviaux. Ce sont donc les débits des eaux pluviales qui contrôlent en grande partie les dimensions des collecteurs de notre réseau d'assainissement.



CHAPITRE V :

CALCUL HYDRAULIQUE

V.1 Introduction

Quand la totalité des débits est déterminée, on passe au dimensionnement proprement dit des ouvrages tout en respectant certaines normes d'écoulement. Du point de vue sanitaire les réseaux d'assainissement devront assurer :

- L'évacuation rapide des matières fécales hors de l'habitation ;
- Le transport des eaux usées dans des conditions d'hygiène satisfaisantes.

Les ouvrages d'évacuation (collecteurs et regards), doivent respecter certaines normes d'écoulement. L'implantation en profondeur se fait d'une manière à satisfaire aux conditions de résistance mécanique due aux charges extérieures et avec un meilleur choix du tracé des collecteurs

V.2 Pente et caractéristiques de canalisation

- Pour la pente, les calculs sont faits selon la formule suivante :

$$\Delta Z = \text{cote aval} - \text{cote amont} \dots\dots\dots(V.1)$$

$$\text{Pente } I = \frac{\Delta Z}{\text{longueur du tronçon } L} \dots\dots\dots(V.2)$$

Pour notre réseau d'évacuation, on dispose les différentes cotes des regards et longueurs des tronçons.

- Pour le débit du tuyau est le débit de dimensionnement des conduites, il est égale la somme du débit pluvial et du débit d'eaux usées (domestique et service publique).

Les tableaux (V.1) et (V.2) résument les pentes et les caractéristiques (forme et débit évacué) de canalisation des deux réseaux 1 et 2.

Tableau V. 1 : Calcul de la pente moyenne et des caractéristiques des canalisations (réseau 1)

N° du Sous Bassin	Tronçon d'égout		Côte amont	Côte aval	L	ΔZ	Pente I	Pente	Section	Débit du tuyau rempli
	Du	AU								
	Regard									
	N	N								
		m	m	m	m	m/ml	(%)	/	l/s	
SB1	R1	R2	506,88	506,51	24,75	0,37	0,0149	1,495	circulaire	35,29
	R2	R3	506,51	505,72	26,34	0,79	0,0300	2,999	circulaire	72,85
	R3	R4	505,72	504,93	26,35	0,79	0,0300	2,998	circulaire	110,42
	R4	R5	504,93	504,4	26,34	0,53	0,0201	2,012	circulaire	147,98
	R5	R6	504,4	503,86	26,25	0,54	0,0206	2,057	circulaire	185,41
	R6	R7	503,86	503,45	20,59	0,41	0,0199	1,991	circulaire	214,77
	R7	R8	503,45	502,56	29,67	0,89	0,0300	3,000	circulaire	257,07
	R8	R9	502,56	502,15	27,1	0,41	0,0151	1,513	circulaire	295,71
	R9	R10	502,15	501,91	26,83	0,24	0,0089	0,895	circulaire	333,97
	R10	R11	501,91	501,26	21,33	0,65	0,0305	3,047	circulaire	364,38
	R11	R12	501,26	500,91	21,36	0,35	0,0164	1,639	circulaire	394,84
	R12	R13	500,91	500,47	22,92	0,44	0,0192	1,920	circulaire	427,52
	R13	R14	500,47	500,16	21,32	0,31	0,0145	1,454	circulaire	457,92
	R14	R15	500,16	499,85	21,38	0,31	0,0145	1,450	circulaire	488,41
	R15	R16	499,85	499,55	21,39	0,3	0,0140	1,403	circulaire	518,91
	R16	R17	499,55	499,19	25	0,36	0,0144	1,440	circulaire	554,55
	R17	R18	499,19	498,82	25,1	0,37	0,0147	1,474	circulaire	590,34
	R18	R19	498,82	498,36	31,96	0,46	0,0144	1,439	circulaire	635,91
	R19	R20	498,36	498	25,21	0,36	0,0143	1,428	circulaire	671,86
	R20	R21	498	497,64	25,01	0,36	0,0144	1,439	circulaire	707,52
	R21	R22	497,64	497,18	31,91	0,46	0,0144	1,442	circulaire	753,02
	R22	FS	497,18	492,54	25,25	4,64	0,1838	18,376	circulaire	789,02
SB2	R23	R24	496,82	496,45	25,18	0,37	0,0147	1,469	circulaire	35,90
	R24	R25	496,45	496,09	25,09	0,36	0,0143	1,435	circulaire	71,68
	R25	R26	496,09	495,77	22,39	0,32	0,0143	1,429	circulaire	103,60
	R26	R27	495,77	495,08	47,63	0,69	0,0145	1,449	circulaire	612,73
	R27	R28	495,08	494,42	45,85	0,66	0,0144	1,439	circulaire	678,11
	R28	R29	494,42	493,75	46,89	0,67	0,0143	1,429	circulaire	744,97
	R29	R30	493,75	493,07	46,78	0,68	0,0145	1,454	circulaire	811,67
	R30	R31	493,07	492,7	36,81	0,37	0,0101	1,005	circulaire	864,16
	R31	FS	492,7	492,54	26,45	0,16	0,0060	0,605	circulaire	901,87

Suite du tableau V.1 :

N° du Sous Bassin	Tronçon d'égout		Côte amont	Côte aval	L	ΔZ	Pente I	Pente	Section	Débit du tuyau rempli
	Du	AU								
	Regard									
	N	N								
		m	m	m	m	m/ml	(%)	/	l/s	
SB3	RB1	RB2	502,03	501,01	26,85	1,02	0,0380	3,799	circulaire	38,28
	RB2	RB3	501,01	500,2	21,85	0,81	0,0371	3,707	circulaire	69,44
	RB3	RB4	500,2	499,66	25,23	0,54	0,0214	2,140	circulaire	105,42
	RB4	RB5	499,66	499,27	25,9	0,39	0,0151	1,506	circulaire	142,35
	RB5	RB6	499,27	498,88	26,35	0,39	0,0148	1,480	circulaire	179,92
	RB6	RB7	498,88	498,54	22,74	0,34	0,0150	1,495	circulaire	212,34
	RB7	RB8	498,54	498,03	33,52	0,51	0,0152	1,521	circulaire	260,14
	RB8	RB9	498,03	497,56	31,37	0,47	0,0150	1,498	circulaire	303,18
	RB9	RB10	497,56	497,16	26,5	0,4	0,0151	1,509	circulaire	340,96
	RB10	RB11	497,16	496,77	26,34	0,39	0,0148	1,481	circulaire	380,21
	RB11	R26	496,77	495,97	42,78	0,8	0,0187	1,870	circulaire	441,21
SB4	RC1	RC2	498,51	497,89	41,42	0,62	0,0150	1,497	circulaire	59,06
	RC2	RC3	497,89	497,32	38,3	0,57	0,0149	1,488	circulaire	113,71
	RC3	RC4	497,32	496,81	33,52	0,51	0,0152	1,521	circulaire	161,51
	RC4	RC5	496,81	496,39	27,98	0,42	0,0150	1,501	circulaire	201,40
	RC5	RC6	496,39	495,77	41,58	0,62	0,0149	1,491	circulaire	260,69
	RC6	RC7	495,77	495,3	30,47	0,47	0,0154	1,543	circulaire	304,14
	RC7	RC8	495,3	494,89	28,2	0,41	0,0145	1,454	circulaire	344,35
	RC8	RC9	494,89	494,34	36,71	0,55	0,0150	1,498	circulaire	396,69
	RC9	RC10	494,34	493,9	29,1	0,44	0,0151	1,512	circulaire	438,18
	RC10	FS	493,9	492,54	28,35	1,36	0,048	4,797	circulaire	478,61

Tableau V. 2: calcul de la pente moyenne et caractéristique de canalisation (réseau 2)

N° du Sous Bassin	Tronçon d'égout		Côte amont	Côte aval	L	ΔZ	Pente I	Pente	Section	Débit du tuyau rempli
	du	Au								
	Regard									
	N	N								
		m	m	m	m	m/ml	(%)	/	l/s	
SB1	RA1	RA2	507,82	506,93	37,58	0,89	0,0237	2,37	circulaire	53,58
	RA2	RA3	506,93	506,47	26,65	0,46	0,0173	1,73	circulaire	91,58
	RA3	RA4	506,47	505,52	26,35	0,95	0,0361	3,61	circulaire	129,16
	RA4	RA5	505,52	504,8	20,24	0,72	0,0356	3,56	circulaire	158,02
	RA5	RA10	504,8	504,41	26,31	0,39	0,0148	1,48	circulaire	195,53
	RA6	RA7	506,21	505,87	26,58	0,34	0,0128	1,28	circulaire	37,90
	RA7	RA8	505,87	505,31	20,54	0,56	0,0273	2,73	circulaire	67,19
	RA8	RA9	505,31	504,89	31,66	0,42	0,0133	1,33	circulaire	112,33
	RA9	RA10	504,89	504,41	30,08	0,48	0,0160	1,60	circulaire	155,22
	RA10	RA11	504,41	503,92	31,83	0,49	0,0154	1,54	circulaire	395,84
	RA11	RA12	503,92	503,46	32,82	0,46	0,0140	1,40	circulaire	442,64
	RA12	RA15	503,46	502,86	31,52	0,6	0,0190	1,90	circulaire	487,58
	RA13	RA14	503,97	503,52	29,47	0,45	0,0153	1,53	circulaire	42,02
	RA14	RA15	503,52	502,86	28,2	0,66	0,0234	2,34	circulaire	82,23
	RA15	RE6	502,86	502,48	34,63	0,38	0,0110	1,10	circulaire	618,87
SB2	RE1	RE2	505,77	504,96	28,97	0,81	0,0280	2,80	circulaire	41,40
	RE2	RE3	504,96	504,51	27,09	0,45	0,0166	1,66	circulaire	80,03
	RE3	RE4	504,51	503,86	26,61	0,65	0,0244	2,44	circulaire	117,97
	RE4	RE5	503,86	503,23	26,72	0,63	0,0236	2,36	circulaire	156,07
	RE5	RE6	503,23	502,48	26,37	0,75	0,0284	2,84	circulaire	193,67
	RE6	RE7	502,48	501,82	20,1	0,66	0,0328	3,28	circulaire	841,20
	RE7	RE11	501,82	501,22	26,27	0,6	0,0228	2,28	circulaire	878,66
	RE8	RE9	503,14	502,14	26,41	1	0,0379	3,79	circulaire	37,66
	RE9	RE10	502,51	501,94	20,43	0,57	0,0279	2,79	circulaire	66,79
	RE10	RE11	501,94	501,22	27,56	0,72	0,0261	2,61	circulaire	106,09
	RE11	RD10	501,22	500,4	25,23	0,82	0,0325	3,25	circulaire	1020,48
SB3	RD1	RD2	504,94	504,42	20,92	0,52	0,0249	2,49	circulaire	29,83
	RD2	RD3	504,42	503,74	25,87	0,68	0,0263	2,63	circulaire	66,72
	RD3	RD4	503,74	503,21	14,1	0,53	0,0376	3,76	circulaire	86,82
	RD4	RD6	503,21	502,78	15	0,43	0,0287	2,87	circulaire	108,21
	RD5	RD6	503,14	502,78	25,47	0,36	0,0141	1,41	circulaire	36,32
	RD6	RD7	502,78	502,21	24,06	0,57	0,0237	2,37	circulaire	178,83
	RD7	RD8	502,21	501,76	22,5	0,45	0,0200	2,00	circulaire	210,92
	RD8	RD9	501,76	501,12	19,22	0,64	0,0333	3,33	circulaire	238,32
	RD9	RD10	501,12	500,4	18,47	0,72	0,0390	3,90	circulaire	264,66

Suite du tableau V.2 :

N° du Sous Bassin	Tronçon d'égout		Côte amont	Côte aval	L	ΔZ	Pente I	Pente	Section	Débit du tuyau rempli
	du	Au								
	Regard		m	m	m	m	m/ml	(%)	/	l/s
	N	N								
SB4	RD10	RF1	500,4	499,92	22,5	0,48	0,0213	2,13	circulaire	1317,22
	RF1	RF2	499,92	499,43	24,89	0,49	0,0197	1,97	circulaire	1352,71
	RF2	RF3	499,43	498,88	25,4	0,55	0,0217	2,17	circulaire	1388,93
	RF3	RF4	498,88	498,52	20,51	0,36	0,0176	1,76	circulaire	1418,18
	RF4	RF5	498,52	498,12	19,31	0,4	0,0207	2,07	circulaire	1445,71
	RF5	RF6	498,12	497,59	17,45	0,53	0,0304	3,04	circulaire	1470,59
SB5	RB12	RB13	503,31	502,84	28,26	0,47	0,0166	1,66	circulaire	40,30
	RB13	RB14	502,84	502,37	26,37	0,47	0,0178	1,78	circulaire	77,90
	RB14	RB15	502,37	501,98	21,27	0,39	0,0183	1,83	circulaire	108,22
	RB15	RB16	501,98	501,73	21,31	0,25	0,0117	1,17	circulaire	138,61
	RB16	RB17	501,73	500,95	29,36	0,78	0,0266	2,66	circulaire	180,47
	RB17	RB18	500,95	500,41	26,33	0,54	0,0205	2,05	circulaire	218,02
	RB18	RB19	500,41	499,87	26,36	0,54	0,0205	2,05	circulaire	255,60
	RB19	RB20	499,87	499,38	26,34	0,49	0,0186	1,86	circulaire	293,16
	RB20	RB21	499,38	498,93	24,34	0,45	0,0185	1,85	circulaire	327,87
	RB21	RB22	498,93	498,2	29,91	0,73	0,0244	2,44	circulaire	370,51
	RB22	RF6	498,2	497,59	26,85	0,61	0,0227	2,27	circulaire	408,80
SB6	RG1	RG2	499,15	498,81	26,83	0,34	0,0127	1,27	circulaire	38,26
	RG2	RG3	498,81	498,52	21,86	0,29	0,0133	1,33	circulaire	69,43
	RG3	RG4	498,52	497,97	24,75	0,55	0,0222	2,22	circulaire	104,72
	RG4	RF6	497,94	497,59	26,34	0,35	0,0133	1,33	circulaire	142,27

V.3 Dimensionnement du réseau d'assainissement

La phase qui vient après la détermination des débits c'est bien le dimensionnement, la détermination des paramètres hydrauliques du réseau et la vérification de l'auto curage.

V.3.1 Dimensionnement du réseau

Connaissant en chaque point, les débits à évacuer et la pente des ouvrages, le choix des sections sera déduit de la formule d'écoulement adoptée (formule de Chezy). Les dimensions des canalisations varient compte tenu des diamètres courants de fabrication, ce qui apporte de ce fait, une capacité supplémentaire d'écoulement.

Dans l'instruction technique de 1977, les ouvrages sont calculés suivant une formule d'écoulement résultant de celle de CHEZY (écoulement uniforme) :

$$V = C\sqrt{RI} \dots\dots\dots(V.3)$$

Avec : V : Vitesse d'écoulement en m/s et R : Rayon hydraulique :

$$R = \frac{Sm}{Pm} \dots\dots\dots(V.4)$$

Avec : S : section mouillée en m² ;

P : périmètre mouillé en m ;

I : Pente de l'ouvrage en m/ml ;

C : Coefficient pour lequel on adopte celui donné par la formule de BAZIN :

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \dots\dots\dots(V.5)$$

Avec : γ : est un coefficient d'écoulement qui varie suivant les matériaux utilisés et la nature des eaux transportées.

Pour les canalisations d'eaux pluviales (Système Unitaire), il convient de tenir compte que des dépôts sont susceptibles de se former, ce qui conduit à admettre un écoulement sur des parois semi-rugueuses. Le coefficient de Bazin γ peut être pris à 0.46. C peut donc être représenté approximativement par l'expression $C=60 \times R^{1/4}$. On obtient donc :

$$V = 60 R^{3/4} I^{1/2} \dots\dots\dots(V.6)$$

Et le débit capable de l'ouvrage Q_c (en m³/s) est :

$$Q_c = V S = 60 R^{3/4} I^{1/2} S \dots\dots\dots(V.7)$$

Le dimensionnement de notre réseau d'évacuation dont le tracé des collecteurs est montré en figure (III.4) se fait en utilisant l'expression V.7) ou à l'aide de l'abaque Ab4 montré en figure (V.1) en fonction des pentes des tronçons et des débits totaux évacués. Les résultats du dimensionnement des collecteurs dans chaque sous bassin et pour les deux réseaux 1 et 2 sont montrés dans les tableaux (V.3) et (V.4). Les diamètres normalisés trouvés sont 200, 250, 300, 400, 500, 600, 650, 700 et 800mm. Le matériau choisi est bien évidemment le PVC. En cas de non disponibilité des conduites en PVC pour les diamètres 650, 700 et 800mm on peut recourir aux conduites en béton.

V.3.2 Détermination des paramètres hydrauliques

La détermination des paramètres hydrauliques (vitesse de l'écoulement et hauteur de remplissage h) s'effectue en se basant sur l'abaque Ab5 (figure V.2) montrant la variation des débits et des vitesses en fonction du remplissage.

A partir de l'expression (V.7) ou l'abaque Ab4 (figure 01) et pour les valeurs données de pente et des diamètres normalisés, on déduit le débit Q_{ps} et la vitesse V_{ps} de la conduite remplie entièrement puis on trouve les rapports:

$$R_Q = \frac{Q}{Q_{ps}} \quad \text{rapport des débits} \quad \dots\dots\dots(V. 8)$$

$$R_V = \frac{V}{V_{ps}} \quad \text{rapport des vitesses} \quad \dots\dots\dots (V. 9)$$

$$R_h = \frac{h}{D} \quad \text{rapport des hauteurs à partir de l'abaque Ab5} \quad \dots\dots\dots(V. 10)$$

Avec : Q : Débit véhiculé par la conduite circulaire (m^3/s) ;

V : Vitesse de circulation de l'eau m/s ;

h : Hauteur de remplissage dans la conduite (m) ;

I : Pente du collecteur (m/m) ;

Q_{ps} : Débit à pleine section (m^3/s) ;

V_{ps} : Vitesse à pleine section (m/s) ;

D : Diamètre normalisé de la conduite (mm).

Et connaissant les rapports des vitesses et des hauteurs, on peut déterminer la hauteur et la vitesse d'écoulement pour chaque tronçon du réseau.

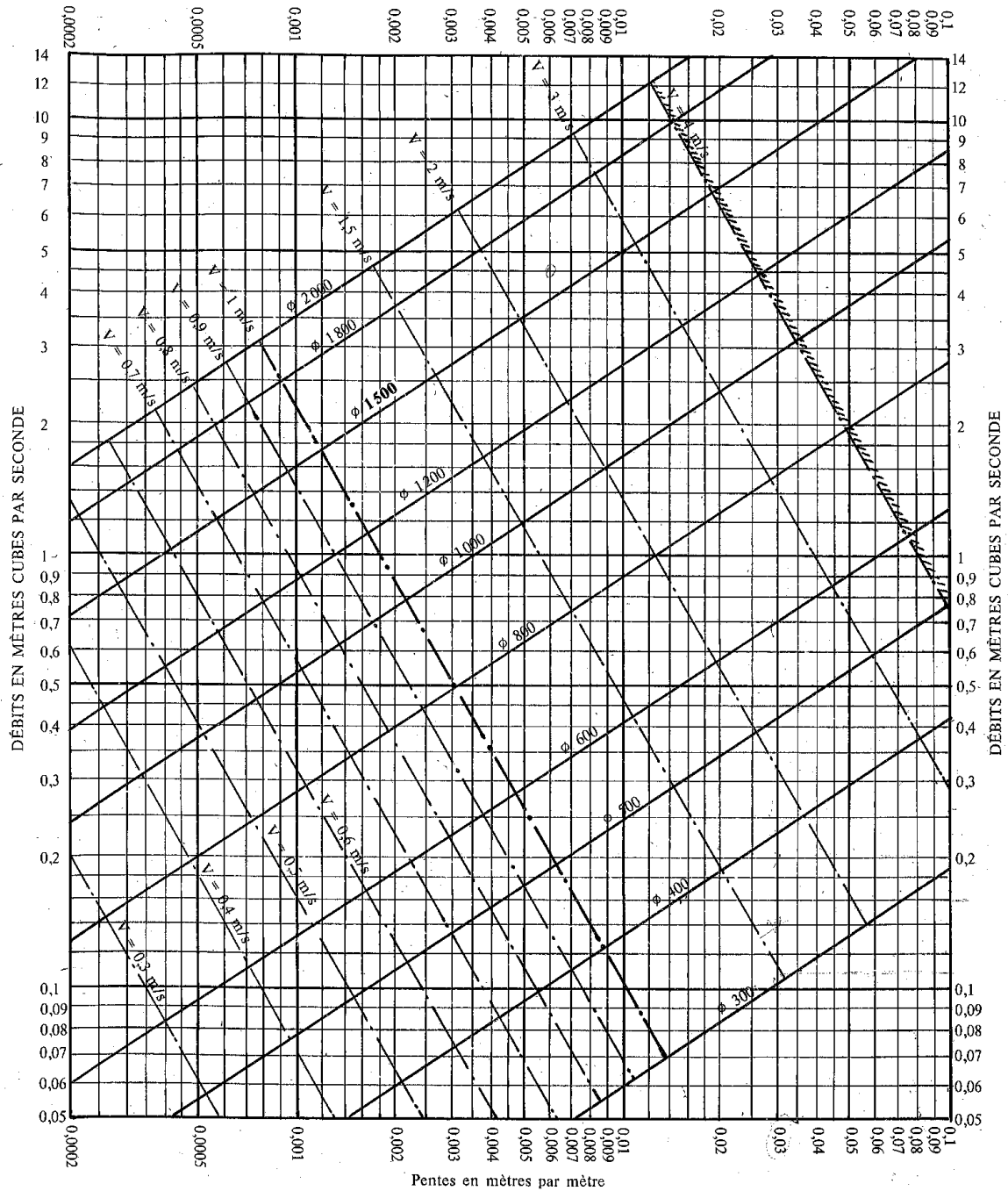
Les résultats du calcul des ces paramètres hydraulique dans chaque sous bassin et pour les deux réseaux sont montrés dans les tableaux (V.3) et (V.4).

Les vitesses d'écoulement dans les canalisations, pour le débit de pointe, doivent être supérieures à 0.6m/s pour éviter le dépôt des particules solide et inférieures à 5m/s afin d'éviter l'abrasion des tuyaux (si non, il est nécessaire d'adopter un tuyau en matériau résistant tel que la fonte ou le PEHD ou prévoir des regards de chutes).

On remarque dans les tableaux suscités que les vitesses moyennes d'écoulement dans tous les tronçons du réseau sont acceptables ; elles sont comprises entre 1.37 a 4.61m/s à l'exception du tronçon (R22-RS) du réseau 1 où la vitesse d'écoulement trouvée est de l'ordre de 7.83m/s dépassent ainsi la limite supérieure. Par conséquent, les dimensions trouvées dans la plupart des tronçons permettent l'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées à l'heure de pointe avec des vitesses acceptables excluant pratiquement tout risque de déposition des particules solides et/ou d'abrasion des tuyaux. Pour le tronçon R22-RS, on opte soit pour l'installation d'un ou de deux regards de chute pour diminuer la vitesse et éviter l'abrasion des tuyaux, soit pour des conduites résistants en fonte.

Par conséquent, les dimensions trouvées dans la plupart des tronçons permettent l'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées à l'heure de pointe avec des vitesses acceptables excluant pratiquement tout risque de déposition des particules solides et/ou d'abrasion des tuyaux.

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations circulaires)



Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($\gamma = 0,30$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

Figure V 1: Représentation de la relation de Chézy pour les réseaux pluviaux en système unitaire ou séparatif

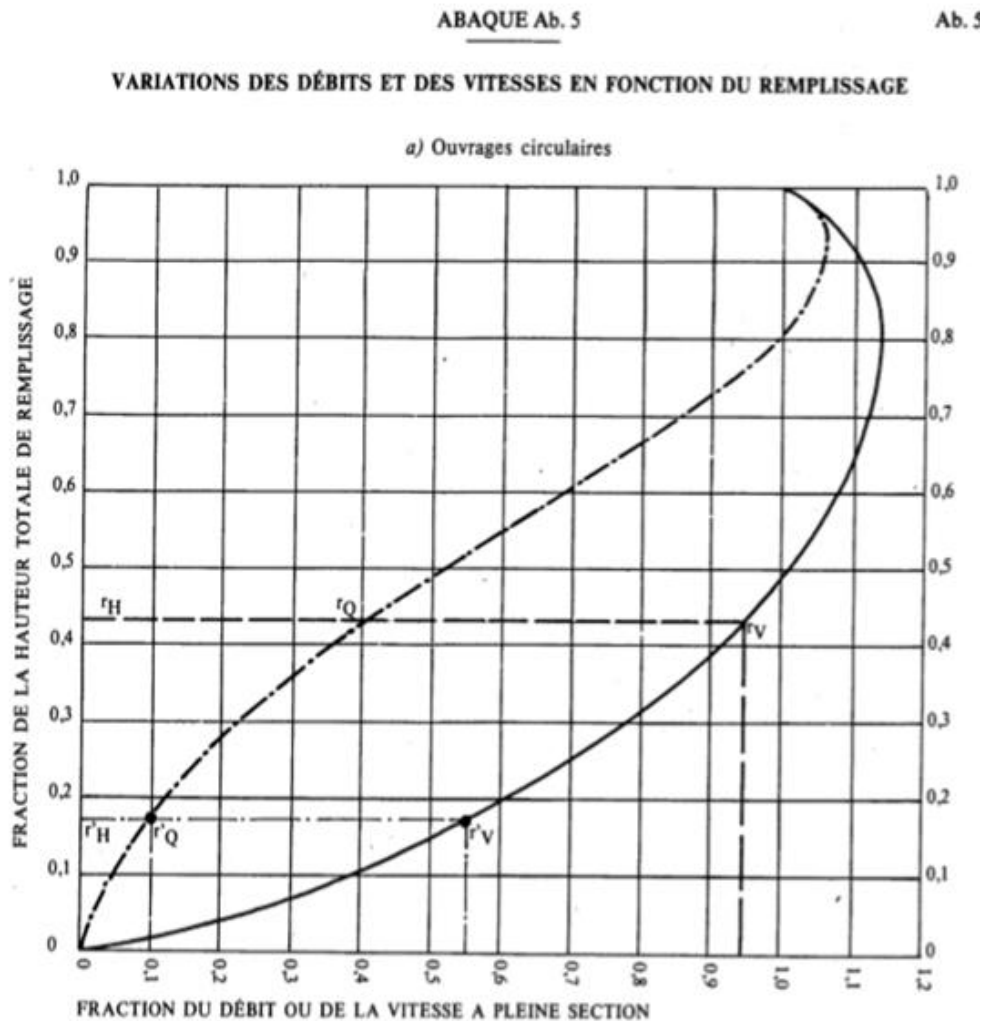


Figure V.2: Variation des débits et des vitesses en fonction du remplissage

V.3.3 Vérification des conditions d'auto curage

Un réseau d'assainissement du type unitaire doit, dans toute la mesure du possible, être auto cureur, c'est-à-dire qu'il doit être conçu de telle manière à éviter les stagnations susceptibles de provoquer des dépôts et entraîner les mauvaises odeurs dues à la décomposition des matières solides.

Pour satisfaire les conditions d'auto curage, il faut assurer une vitesse minimale de 0,6m/s pour le (1/10) du débit de pleine section, et une vitesse de 0,3m/s pour le (1/100) de ce

même débit avec un diamètre minimal de 300mm. Si ces vitesses ne sont pas respectées, il faut prévoir des chasses automatiques ou des curages périodiques. Si la vitesse du flot est supérieure à 5 m/s, des regards de chutes sont prévues.

L'auto-curage des canalisations d'eaux pluviales ou unitaires, est donc assuré si les conditions suivantes sont vérifiées :

1. Pour 1/10 du débit à pleine section : $V \geq 0.60$ m/s

(Quand : $r_Q = Q/Q_{PS} = 0.1$; $r_V = V/V_{PS} = 0.55 \Rightarrow V_{PS} \geq 1.09$ m/s).....(V.11)

2. Pour 1/100 du débit à pleine section : $V \geq 0.30$ m/s

(Quand : $r_Q = Q/Q_{PS} = 0.01$; $r_V = V/V_{PS} = 0.20 \Rightarrow V_{PS} \geq 1.50$ m/s)(V.12)

Donc, l'auto-curage des canalisations circulaire est considéré comme assuré si la vitesse à pleine section V_{ps} est supérieure ou égale à 1.5m/s

De ce fait, et en se basant sur les vitesses à pleine section montrées dans les tableaux (V.3) et (V.4), on peut dire que la première condition d'auto-curage est vérifiée pour tous les tronçons de notre réseau d'assainissement (réseau 1 et réseau 2). La deuxième condition est vérifiée pour la plupart des conduites à l'exception des tronçons R1-R2 ($v_{ps} = 1.24$ m/s) et R23-R24 ($v_{ps} = 1.23$ m/s) du réseau 1, et des tronçons RD5-RD6 ($v_{ps} = 1.21$ m/s) et RB12-RB13 ($v_{ps} = 1.31$ m/s) du réseau 2 sur lesquels on préconise l'installation des regards de chasse jouant le rôle de réservoirs périodiques. Ces derniers envoient l'eau sous pression dans les canalisations pour entraîner tous les éléments qui se déposent au fond et qui risquent de boucher les conduites.

Tableau V. 3: Calcul des paramètres hydrauliques (réseau 1)

N° d Sous Bassin	Tronçon d'égout		Débit total d'écoulement	Pente I	Φ Calculé	Φ normalise	Qps	Vps	rQ	rH	r V	H	V écoulement	V auto curage
	Du	Au												
	Regard													
	N	N												
		l/s	m/ml	mm	mm	l/s	m/s	coefficient	coefficient	coefficient	cm	m/s	m/s	
SB1	R1	R2	35,29	0,0149	192,50	200	39,08	1,24	0,90	0,73	1,12	14,6	1,39	0,35
	R2	R3	72,85	0,0300	221,70	300	163,20	2,31	0,45	0,46	0,985	13,8	2,28	0,65
	R3	R4	110,42	0,0300	259,13	300	163,17	2,31	0,68	0,56	1,065	16,8	2,46	0,65
	R4	R5	147,98	0,0201	311,66	400	287,88	2,29	0,51	0,5	1	20	2,29	0,64
	R5	R6	185,41	0,0206	337,75	400	291,08	2,32	0,64	0,59	1,084	23,6	2,51	0,65
	R6	R7	214,77	0,0199	359,08	400	286,38	2,28	0,75	0,63	1,1	25,2	2,51	0,64
	R7	R8	257,07	0,0300	355,72	400	351,50	2,80	0,73	0,61	1,09	24,4	3,05	0,78
	R8	R9	295,71	0,0151	426,24	500	452,60	2,31	0,65	0,58	1,08	29	2,49	0,65
	R9	R10	333,97	0,0089	492,33	500	348,02	1,77	0,96	0,77	1,13	38,5	2,00	0,50
	R10	R11	364,38	0,0305	404,24	500	642,35	3,27	0,57	0,52	1,02	26	3,34	0,92
	R11	R12	394,84	0,0164	467,99	500	471,03	2,40	0,84	0,7	1,1	35	2,64	0,67
	R12	R13	427,52	0,0192	468,05	500	509,84	2,60	0,84	0,7	1,1	35	2,86	0,73
	R13	R14	457,92	0,0145	505,95	600	721,52	2,55	0,63	0,57	1,08	34,2	2,76	0,71
	R14	R15	488,41	0,0145	518,60	600	720,51	2,55	0,68	0,6	1,09	36	2,78	0,71
	R15	R16	518,91	0,0140	533,83	600	708,62	2,51	0,73	0,61	1,09	36,6	2,73	0,70
	R16	R17	554,55	0,0144	544,60	600	718,03	2,54	0,77	0,64	1,095	38,4	2,78	0,71
	R17	R18	590,34	0,0147	555,08	600	726,48	2,57	0,81	0,68	1,1	40,8	2,83	0,72
	R18	R19	635,91	0,0144	573,34	600	717,85	2,54	0,89	0,72	1,12	43,2	2,85	0,71
	R19	R20	671,86	0,0143	586,15	600	715,03	2,53	0,94	0,75	1,127	45	2,85	0,71
	R20	R21	707,52	0,0144	596,74	600	717,89	2,54	0,99	0,79	1,13	47,4	2,87	0,71
	R21	R22	753,02	0,0144	610,68	650	889,36	2,68	0,85	0,71	1,12	46,15	3,00	0,75
	R22	RS	789,02	0,1838	385,61	400	869,99	6,93	0,91	0,73	1,13	29,2	7,83	1,94

Suite du tableau V.3 :

N° d Sous Bassin	Tronçon d'égout		Débit total d'écoulement	Pente I	Φ Calculé	Φ normalise	Qps	Vps	rQ	rH	r V	H	V écoulement	V auto curage
	Du	Au												
	Regard													
	N	N												
SB2	R23	R24	35,90	0,0147	194,37	200	38,74	1,23	0,93	0,75	1,128	15	1,39	0,35
	R24	R25	71,68	0,0143	253,02	300	112,88	1,60	0,64	0,58	1,08	17,4	1,73	0,45
	R25	R26	103,60	0,0143	290,72	300	112,66	1,59	0,92	0,74	1,127	22,2	1,80	0,45
	R26	R27	612,73	0,0145	564,72	600	720,19	2,55	0,85	0,71	1,11	42,6	2,83	0,71
	R27	R28	678,11	0,0144	587,31	600	717,90	2,54	0,94	0,75	1,128	45	2,87	0,71
	R28	R29	744,97	0,0143	609,23	650	885,44	2,67	0,84	0,69	1,1	44,85	2,94	0,75
	R29	R30	811,67	0,0145	627,12	650	893,07	2,69	0,91	0,74	1,12	48,1	3,02	0,75
	R30	R31	864,16	0,0101	688,01	700	904,91	2,35	0,95	0,75	1,128	52,5	2,65	0,66
	R31	RS	901,87	0,0060	768,96	800	1002,25	1,99	0,90	0,74	1,12	59,2	2,23	0,56
SB3	RB1	RB2	38,28	0,0380	166,63	200	62,30	1,98	0,61	0,55	1,04	11	2,06	0,56
	RB2	RB3	69,44	0,0371	209,27	250	111,58	2,27	0,62	0,55	1,04	13,75	2,37	0,64
	RB3	RB4	105,42	0,0214	271,28	300	137,86	1,95	0,76	0,64	1,095	19,2	2,14	0,55
	RB4	RB5	142,35	0,0151	324,31	350	174,43	1,81	0,82	0,69	1,1	24,15	2,00	0,51
	RB5	RB6	179,92	0,0148	355,23	400	246,90	1,97	0,73	0,62	1,09	24,8	2,14	0,55
	RB6	RB7	212,34	0,0150	377,29	400	248,16	1,98	0,86	0,71	1,11	28,4	2,19	0,55
	RB7	RB8	260,14	0,0152	405,81	500	453,88	2,31	0,57	0,52	1,02	26	2,36	0,65
	RB9	RB10	303,18	0,0150	431,03	500	450,40	2,30	0,67	0,56	1,05	28	2,41	0,64
	RB10	RB8	340,96	0,0151	449,81	500	452,08	2,30	0,75	0,63	1,094	31,5	2,52	0,65
	RB8	RB11	380,21	0,0148	470,26	500	447,75	2,28	0,85	0,71	1,11	35,5	2,53	0,64
	RB11	R26	441,21	0,0187	475,95	500	503,19	2,56	0,88	0,71	1,12	35,5	2,87	0,72

Suite du tableau V.3 :

N° d Sous Bassin	Tronçon d'égout		Débit total d'écoulement	Pente I	Φ Calculé	Φ normalise	Qps	Vps	rQ	rH	r V	H	V écoulement	V auto curage
	Du	Au												
	Regard													
	N	N												
SB4	RC1	RC2	59,06	0,0150	233,44	300	115,29	1,63	0,51	0,5	1	15	1,63	0,46
	RC2	RC3	113,71	0,0149	298,77	300	114,96	1,63	0,99	0,79	1,12	23,7	1,82	0,46
	RC3	RC4	161,51	0,0152	339,38	400	250,33	1,99	0,65	0,57	1,08	22,8	2,15	0,56
	RC4	RC5	201,40	0,0150	369,61	400	248,65	1,98	0,81	0,68	1,1	27,2	2,18	0,55
	RC5	RC6	260,69	0,0149	407,67	500	449,33	2,29	0,58	0,53	1,038	26,5	2,38	0,64
	RC6	RC7	304,14	0,0154	429,19	500	457,01	2,33	0,67	0,58	1,08	29	2,51	0,65
	RC7	RC8	344,35	0,0145	454,66	600	721,49	2,55	0,48	0,48	0,987	28,8	2,52	0,71
	RC8	RC9	396,69	0,0150	476,75	500	450,40	2,30	0,88	0,71	1,12	35,5	2,57	0,64
	RC9	RC10	438,18	0,0151	494,02	500	452,47	2,31	0,97	0,78	1,13	39	2,61	0,65
	RC10	RS	478,61	0,048	411,24	500	805,94	4,11	0,59	0,55	1,04	27,5	4,27	1,15

Tableau V. 4 : Calcul des paramètres hydrauliques (réseau 2)

N° de Sous Bassin	Tronçon d'égout		Débit total d'écouleme nt	Pente I	Φ Calculé	Φ normalise	Qps	Vps	rQ	rH	r V	H	V écoulement	V autocurage
	Du	Au												
	Regard													
	N	N												
		l/s	m/ml	mm	mm	l/s	m/s	-	-	-	cm	m/s	m/s	
SB1	RA1	RA2	53,58	0,024	206,53	300	145,02	2,05	0,37	0,41	0,91	12,3	1,87	0,57
	RA2	RA3	91,58	0,017	267,93	300	123,81	1,75	0,74	0,62	1,09	18,6	1,91	0,49
	RA3	RA4	129,16	0,036	265,48	300	178,93	2,53	0,72	0,61	1,09	18,3	2,76	0,71
	RA4	RA5	158,02	0,036	287,06	300	177,74	2,52	0,89	0,73	1,125	21,9	2,83	0,70
	RA5	RA10	195,53	0,015	366,39	400	247,09	1,97	0,79	0,67	1,105	26,8	2,17	0,55
	RA6	RA7	37,90	0,013	203,58	300	106,58	1,51	0,36	0,4	0,905	12	1,37	0,42
	RA7	RA8	67,19	0,027	218,95	300	155,60	2,20	0,43	0,44	0,96	13,2	2,11	0,62
	RA8	RA9	112,33	0,013	303,89	400	233,75	1,86	0,48	0,47	0,985	18,8	1,83	0,52
	RA9	RA10	155,22	0,016	331,39	400	256,37	2,04	0,61	0,56	1,045	22,4	2,13	0,57
	RA10	RA11	395,84	0,015	473,95	500	456,55	2,33	0,87	0,72	1,125	36	2,62	0,65
	RA11	RA12	442,64	0,014	503,00	600	708,39	2,51	0,62	0,57	1,06	34,2	2,66	0,70
	RA12	RA15	487,58	0,019	492,48	500	507,68	2,59	0,96	0,77	1,13	38,5	2,92	0,72
	RA13	RA14	42,02	0,015	204,70	300	116,45	1,65	0,36	0,41	0,91	12,3	1,50	0,46
	RA14	RA15	82,23	0,023	243,04	300	144,17	2,04	0,57	0,525	1,02	15,75	2,08	0,57
RA15	RE6	618,87	0,011	597,14	600	626,80	2,22	0,99	0,8	1,135	48	2,52	0,62	

Suite du tableau V.4 :

N° de Sous Bassin	Tronçon d'égout		Débit total d'écouleme nt	Pente I	Φ Calculé	Φ normalise	Qps	Vps	rQ	rH	r V	H	V écoulement	V autocurage
	Du	Au												
	Regard													
N	N	l/s	m/ml	mm	mm	l/s	m/s	-	-	-	cm	m/s	m/s	
SB2	RE1	RE2	41,40	0,028	181,74	200	53,44	1,70	0,77	0,65	1,1	13	1,87	0,48
	RE2	RE3	80,03	0,017	256,55	300	121,46	1,72	0,66	0,585	1,08	17,55	1,86	0,48
	RE3	RE4	117,97	0,024	276,04	300	147,28	2,08	0,80	0,66	1,1	19,8	2,29	0,58
	RE4	RE5	156,07	0,024	308,63	400	311,63	2,48	0,50	0,48	0,99	19,2	2,46	0,69
	RE5	RE6	193,67	0,028	323,09	400	342,26	2,73	0,57	0,53	1,024	21,2	2,79	0,76
	RE6	RE7	841,20	0,033	545,52	600	1084,26	3,84	0,78	0,66	1,105	39,6	4,24	1,07
	RE7	RE11	878,66	0,023	593,57	600	904,29	3,20	0,97	0,78	1,13	46,8	3,62	0,90
	RE8	RE9	37,66	0,038	165,70	200	62,19	1,98	0,61	0,55	1,04	11	2,06	0,55
	RE9	RE10	66,79	0,028	217,52	300	157,40	2,23	0,42	0,43	0,97	12,9	2,16	0,62
	RE10	RE11	106,09	0,026	261,95	300	152,31	2,16	0,70	0,61	1,094	18,3	2,36	0,60
	RE11	RD10	1020,48	0,033	587,64	600	1078,72	3,82	0,95	0,75	1,128	45	4,31	1,07
SB3	RD1	RD2	29,83	0,025	164,30	200	50,39	1,60	0,59	0,548	1,03	10,96	1,65	0,45
	RD2	RD3	66,72	0,026	219,88	300	152,78	2,16	0,44	0,438	0,94	13,14	2,03	0,61
	RD3	RD4	86,82	0,038	226,96	300	182,70	2,59	0,48	0,48	0,988	14,4	2,55	0,72
	RD4	RD6	108,21	0,029	259,35	300	159,55	2,26	0,68	0,57	1,052	17,1	2,38	0,63
	RD5	RD6	36,32	0,014	196,63	200	38,00	1,21	0,96	0,77	1,13	15,4	1,37	0,34
	RD6	RD7	178,83	0,024	324,51	400	312,37	2,49	0,57	0,525	1,02	21	2,54	0,70
	RD7	RD8	210,92	0,020	356,36	400	287,01	2,29	0,73	0,62	1,09	24,8	2,49	0,64
	RD8	RD9	238,32	0,033	339,06	400	370,34	2,95	0,64	0,57	1,06	22,8	3,13	0,83
RD9	RD10	264,66	0,039	342,38	400	400,70	3,19	0,66	0,585	1,08	23,4	3,45	0,89	

Suite du tableau V.4 :

N° de Sous Bassin	Tronçon d'égout		Débit total d'écouleme nt	Pente I	Φ Calculé	Φ normalise	Qps	Vps	rQ	rH	r V	H	V écoulement	V autocurage
	Du	Au												
	Regard													
	N	N												
SB4	RD10	RF1	1317,22	0,021	699,79	700	1318,30	3,43	1,00	0,81	1,145	56,7	3,92	0,96
	RF1	RF2	1352,71	0,020	717,52	800	1808,08	3,60	0,75	0,63	1,094	50,4	3,94	1,01
	RF2	RF3	1388,93	0,022	711,84	800	1896,25	3,77	0,73	0,615	1,08	49,2	4,08	1,06
	RF3	RF4	1418,18	0,018	746,24	800	1707,26	3,40	0,83	0,685	1,105	54,8	3,76	0,95
	RF4	RF5	1445,71	0,021	728,65	800	1854,68	3,69	0,78	0,65	1,1	52	4,06	1,03
	RF5	RF6	1470,59	0,030	682,55	700	1572,99	4,09	0,93	0,745	1,127	52,15	4,61	1,15
SB5	RB12	RB13	40,30	0,017	198,31	200	41,22	1,31	0,98	0,78	1,13	15,6	1,48	0,37
	RB13	RB14	77,90	0,018	250,64	300	125,81	1,78	0,62	0,555	1,09	16,65	1,94	0,50
	RB14	RB15	108,22	0,018	282,03	300	127,60	1,81	0,85	0,7	1,11	21	2,00	0,51
	RB15	RB16	138,61	0,012	336,48	400	219,82	1,75	0,63	0,56	1,05	22,4	1,84	0,49
	RB16	RB17	180,47	0,027	318,70	400	330,79	2,63	0,55	0,53	1,038	21,2	2,73	0,74
	RB17	RB18	218,02	0,021	359,12	400	290,64	2,31	0,75	0,63	1,094	25,2	2,53	0,65
	RB18	RB19	255,60	0,020	381,27	400	290,47	2,31	0,88	0,71	1,12	28,4	2,59	0,65
	RB19	RB20	293,16	0,019	408,70	500	501,88	2,56	0,58	0,54	1,03	27	2,63	0,72
	RB20	RB21	327,87	0,018	426,71	500	500,33	2,55	0,66	0,59	1,084	29,5	2,76	0,71
	RB21	RB22	370,51	0,024	424,07	500	574,86	2,93	0,64	0,58	1,075	29	3,15	0,82
RB22	RF6	408,80	0,023	445,95	500	554,63	2,83	0,74	0,62	1,09	31	3,08	0,79	
SB6	RG1	RG2	38,26	0,013	204,65	300	106,08	1,50	0,36	0,41	0,91	12,3	1,37	0,42
	RG2	RG3	69,43	0,013	253,72	300	108,54	1,54	0,64	0,57	1,06	17,1	1,63	0,43
	RG3	RG4	104,72	0,022	268,70	300	140,48	1,99	0,75	0,635	1,096	19,05	2,18	0,56
	RG4	RF6	142,27	0,013	331,94	400	233,94	1,86	0,61	0,55	1,04	22	1,94	0,52

V.4 Conclusion

En conclusion, on peut dire que ce chapitre a fait l'objet de détermination des débits à évacuer par le réseau d'assainissement du village de Thameur, de dimensionnement des collecteur en utilisant la formule de Bazin adaptée aux canalisations d'eaux pluviales ou unitaires, de détermination des paramètres hydraulique et de vérification de l'auto curage.

Les résultats obtenus ont montré que les diamètres normalisés des collecteurs trouvés sont 200, 250, 300, 400, 500, 600, 650, 700 et 800mm. Le matériau choisi est bien évidemment le PVC. En cas de non disponibilité des conduites en PVC pour les diamètres 650, 700 et 800mm, on peut recourir aux conduites en béton.

La détermination des paramètres hydrauliques dans chaque sous bassin a montré que les vitesses moyennes d'écoulement dans tous les tronçons du réseau sont acceptables ; elles varient entre 1.37 et 4.61m/s à l'exception du tronçon (R22-RS) du réseau 1 où la vitesse d'écoulement trouvée est de l'ordre de 7.83m/s dépassent ainsi la limite supérieure. Par conséquent, les dimensions trouvées dans la plupart des tronçons permettent l'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées à l'heure de pointe avec des vitesses acceptables excluant pratiquement tout risque de déposition des particules solides et/ou d'abrasion des tuyaux. Pour le tronçon R22-RS, on opte soit pour l'installation d'un ou de deux regards de chute pour diminuer la vitesse et éviter l'abrasion des tuyaux, soit pour des conduites résistants en fonte.

On peut dire également que la première condition d'auto-curage est vérifiée pour tous les tronçons de notre réseau d'assainissement (réseau 1 et réseau 2) et que la deuxième condition n'est vérifiée que pour les tronçons R1-R2 ($v_{ps}=1.24\text{m/s}$) et R23-R24 ($v_{ps}=1.23\text{m/s}$) du réseau 1, et les tronçons RD5-RD6 ($v_{ps}= 1.21\text{m/s}$) et RB12-RB13 ($v_{ps}=1.31\text{m/s}$) du réseau 2 sur lesquels on préconise l'installation des regards de chasse jouant le rôle de réservoirs périodiques. Ces derniers envoient l'eau sous pression dans les canalisations pour entraîner tous les éléments qui se déposent au fond et qui risquent d'obturer les canalisations.



CHAPITRE VI :

ORGANISATION DU

CHANTIER

VI.1 Introduction

Après avoir dimensionné notre réseau, on passe à une étape très importante qui est la planification et l'organisation du chantier.

VI.2 Objectif de réalisation de chantier

Le but de l'organisation de chantiers est de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts. L'organisation de chantier consiste à rechercher constamment, la meilleure façon d'utiliser économiquement la main d'œuvre et les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Afin d'atteindre cet objectif, il est impératif de :

- ✓ Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement
- ✓ Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une incidence importante sur le prix de revient
- ✓ Répartir et coordonner les tâches par la concentration d'une main d'œuvre spécialisée
- ✓ Structurer convenablement les postes de travaux stabilisés pour lesquels, on adoptera une mécanisation de plus en plus poussée.

VI.3 Informations sur les réseaux publics existants

Le sous-sol des voiries reçoit l'ensemble des canalisations et réseaux à savoir: l'eau potable, les égouts, l'électricité, le gaz....etc

Devant cette situation et avant de faire la pose de nos conduites, il convient de préparer une étude très détaillée sur l'encombrement du sous-sol, afin d'éviter de détruire les revêtements des chaussées et les autres conduites.

Pour notre agglomération nous avons synthétisé tous les plans de récolement du sous-sol et nous avons constaté que toutes les actions situées préalablement sont présentes dans notre sol.[16]

VI.4 Actions sur les conduites

Les conduites enterrées sont soumises à des différentes:

- La pression verticale due au remblai ;
- La pression résultant des charges roulantes ;
- La pression résultant des charges permanentes de surface ;
- La pression hydrostatique extérieure due à la présence éventuelle d'une nappe phréatique ;
- Le poids propre de l'eau véhiculée ;
- Le tassement différentiel du terrain;
- Les chocs lors de la mise en œuvre ;
- Action des racines des arbres.

VI.5 Exécution des travaux

Les principales étapes à exécuter pour la pose des canalisations sont :

- ✓ Vérification, manutention des conduites ;
- ✓ Décapage de la couche du goudron (si elle existe) ;
- ✓ Emplacement des jalons des piquets ;
- ✓ Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards ;
- ✓ Aménagement du lit de pose ;
- ✓ La mise en place des canalisations en tranchée ;
- ✓ Assemblage des tuyaux ;
- ✓ Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints ;
- ✓ Construction des regards ;
- ✓ Remblai des tranchées ;

VI.5.1 Vérification, manutention des canalisations

Les produits préfabriqués font l'objet sur chantier de vérification portant sur :

- ✓ Les quantités
- ✓ L'aspect et le contrôle de l'intégrité
- ✓ Le marquage en cas de défaut

Les conduites sont posées sans brutalité sur le sol où dans le fond des tranchées et ne doivent pas être roulées sur des pierres ou sur le sol rocheux, mais sur des chemins de roulement.

VI.5.2 Décapage de la couche végétale

L'opération se fait par un doser sur une couche de 10 cm, le volume V en (m³) de terre décapé est :

$$V=bHL \dots\dots\dots(VI.1)$$

Avec : H : Epaisseur de la couche végétale ;

b : Largeur de la couche végétale ;

L : Longueur totale de tranchée.

Si la tranchée est ouverte sous les voies publiques, le décapage est fait avec soin sans dégradation des parties voisines.

VI.5.3 Emplacement des jalons des piquets

Suivant les tracés du plan de masse, les jalons des piquets doivent être placés dans chaque point d'emplacement d'un regard à chaque changement de direction ou de pente et à chaque branchement ou jonction de canalisation.[17]

VI.5.4 Exécution des tranchées et des fouilles

Pour les regards, la largeur de la tranchée dépend essentiellement des dimensions extérieures et du type d'emboîtement des tuyaux, de la fondation, de l'espace minimum nécessaire entre la canalisation et la paroi de la tranchée pour réaliser une pose correcte et un remblayage latéral de compacité adéquate, de la profondeur de pose de la place disponible pour l'exécution des fouilles, de la nature des terrains rencontrés, notamment si les terrassements ne sont pas réalisés à l'abri d'un blindage. Economiquement, il n'est pas intéressant d'établir des tranchées trop larges, vu le coût des terrassements ; on s'oriente donc vers l'exécution de fouilles de largeurs minimales. [16]

L'exécution des fouilles pour les regards et les tranchées est réalisée par une pelle mécanique équipée en rétro de l'aval vers l'amont du réseau. Les aptitudes de la pelle rétro sont :

- ✓ creuser au-dessous de la surface d'appui
- ✓ creuser rapidement et précisément les tranchées à talus vertical
- ✓ creuser à une profondeur importante ;
- ✓ creuser dans la direction de la machine.

- La profondeur de la tranchée est donnée par la relation:

$$H = e + D + h \dots \dots \dots (VI.2)$$

Avec : H : Profondeur de la tranchée (m) ;

e : Epaisseur du lit de sable ;

D : Diamètre de la conduite ;

h : Hauteur du remblai.

- La largeur de la tranchée est donnée par l'expression:

$$B = D + 2c \dots \dots \dots (VI.3)$$

Avec : B : Largeur de la fouille au fond.

D : Diamètre de la conduite.

c : Espacement entre les parois de la tranchée et la conduite (c = 0,5 m)

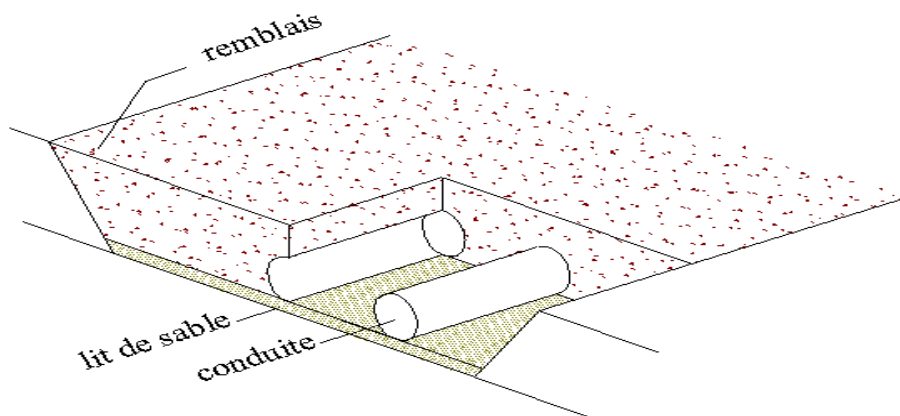


Figure VI.1 : Coupe transversale d'une tranchée avec la mise en place de la conduite

VI.5.5 Aménagement du lit de pose

Les conduites doivent être posées sur un lit de pose de 0,1 m d'épaisseur qui se compose généralement de sable bien nivelé suivant les côtes du profil en long. Mais si les terrains sont peu consistants, le fond des tranchées sera consolidé. Chaque tuyau repose sur deux briques placées sur le fond et le vide doit être rempli de sable. Pour les mauvais terrains on opte pour des dalles en béton.[16]

VI.5.6 Mise en place des conduites

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

- ✓ Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des tuyaux est dirigée vers l'amont ;
- ✓ Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé ;
- ✓ Les tuyaux sont posés avec une pente régulière entre deux regards ;
- ✓ Avant la mise en place, il faut nettoyer le lit des tranchées ;
- ✓ Le calage soit définitif par remblai partiel, soit provisoire à l'aide des cales ;
- ✓ A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non visitables sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers ;

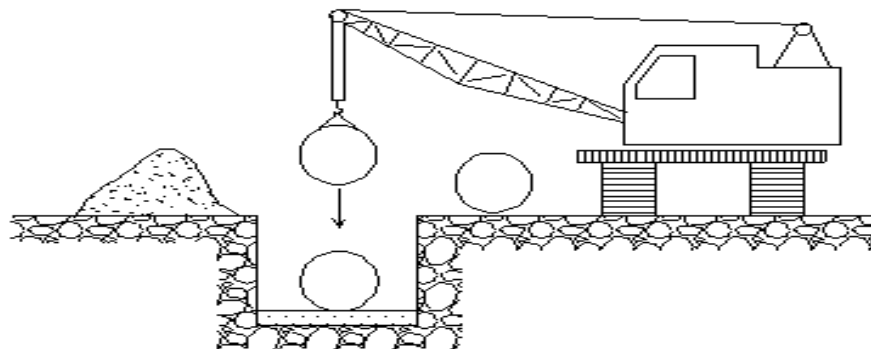


Figure VI.2 : Pose de canalisation

VI.5.7 Assemblage des conduites

Les joints des conduites circulaires à emboîtement sont effectués à l'aide d'une bague renforcée d'une armature et coulée sur place à l'intérieur d'un moule.

VI.5.8 Construction des regards

Les regards sont généralement de forme carrée dont les dimensions varient en fonction des collecteurs. La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre. [16]

Les différentes opérations pour l'exécution d'un regard sont les suivantes :

- ✓ Réglage du fond du regard
- ✓ Exécution de la couche du béton de propreté
- ✓ Ferrailage du radier de regard
- ✓ Bétonnage du radier
- ✓ Ferrailage des parois
- ✓ Coffrage des parois
- ✓ Bétonnage des parois
- ✓ Décoffrage des parois
- ✓ Ferrailage de la dalle
- ✓ Coffrage de la dalle
- ✓ Bétonnage de la dalle
- ✓ Décoffrage de la dalle

VI.5.9 Remblai des tranchées

Après avoir effectué la pose des canalisations dans les tranchées, on procède au remblaiement par la méthode suivante :

- ✓ L'enrobage de (10 : 15 cm) au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite ;
- ✓ Le matériau utilisé est constitué par des déblais expurgés des pierres grossières ;
- ✓ A l'aide des engins on continue à remblayer par des couches successives de 0,25 m compactées l'une après l'autre. Pour cette étape on utilise la terre des déblais ;
- ✓ Pour que les conduites résistent aux forces extérieures dues à des charges fixes et mobiles et au remblai il faut choisir des matériaux qui garantissent la résistance à ce dernier.

VI.6 Conclusion

En conclusion, on peut dire que ce chapitre a fait l'objet de synthèse des différents travaux nécessaires pour planification et l'organisation de chantier, qui est une étape trop importante avant le commencement des travaux d'exécution et qui permettra au maitre d'œuvre de faire des économies sur la durée de réalisation et sur le cout total du projet. Elle permet également de définir tous les instruments, appareils et engins que l'on peut utiliser pour la réalisation de notre projet.

CONCLUSION GENERALE

Ce travail a fait l'objet d'une étude d'actualisation et de réhabilitation du réseau d'assainissement du village de Thameur dans la wilaya de Bouira afin d'assurer une évacuation correcte et rapide des eaux usées et des eaux pluviales de manière à empêcher la submersion de la zone urbanisée.

La connaissance des caractéristiques de la région d'étude (géologie, topographie, géographie, hydrogéologie, hydrographie, encombrement du sol, climat, population, urbanisme et zones d'extension) dans le chapitre I ne nous a permis de prévoir aucune disposition spéciale ou exceptionnelle lors de la réalisation des travaux d'exécution.

Le chapitre II a fait l'objet d'une recherche bibliographique sur les eaux de ruissellement et les eaux usées domestique et industrielles qui seront recueillies et évacuées par les ouvrages de collectes et de transport de notre réseau d'assainissement, les différentes méthodes d'estimation des débits des ces eaux, les principaux schémas d'évacuation et les systèmes d'évacuation possible. Cette étape est trop importante avant d'entamer l'étude hydrologique et le calcul de base et arriver au dimensionnement des collecteurs et vérification des paramètres hydrauliques de notre réseau d'assainissement.

Le chapitre III a fait l'objet d'ajustement des pluies max journalières à la loi de Gumbel et et à la loi Log Normal en vue de l'obtention de l'intensité pluviale fréquentielle de courte durée (15mn) et de période de retour 10 ans. Les résultats obtenus montrent que les pluies max journalières s'ajustent bien aussi bien à la loi de Gumbel qu'à la loi Log-Normale (Galton). Les pluies max journalières de période de retour $T=10$ ans obtenues par les droites théoriques de Gumbel et de Galton sont 79.3 et 82.9 mm respectivement. La pluie max obtenue par la droite de Galton (82.9mm) a été retenue et employée pour le calcul de l'intensité pluviale de courte durée en utilisant la méthode de Body. On s'aperçoit que l'intensité moyenne des précipitations nécessaire pour une évaluation optimale des débits des eaux pluviales et un bon dimensionnement de notre réseau est de l'ordre de 240.73 l/s/ha.

On peut dire également que la population actuelle du chef lieu du village de Thameur est de l'ordre de 2380 habitants et évolue avec un taux d'accroissement de 2.8% annuellement. La population à desservir à long terme à l'horizon 2050, estimée par la formule de croissance géométrique est de l'ordre de 5450 habitants. Le découpage du site a été fait en deux mini-réseaux indépendants l'un de l'autre et en six (6) et quatre (4) sous bassins élémentaires respectivement, selon la densité des habitations, les courbes de niveaux, les routes et voiries existantes, les pentes et les contre pentes et les limites naturelles.

Pour des raisons économiques et autres liées à l'absence d'une station d'épuration en aval de l'agglomération, le choix du système d'évacuation a été porté sur le système unitaire. Le réseau d'assainissement choisi appartient au type dit «ramifié». Les collecteurs principaux et secondaires se situent sous les voies publiques. Ils suivent donc l'ensemble des rues qu'ils desservent. Le schéma d'évacuation adopté est le schéma par déplacement latéral. Ceci permet l'évacuation et le transit des eaux pluviales et des eaux usées jusqu'à l'extérieur de l'agglomération de Thameur où on prévoit la réalisation d'une station d'épuration. Il permet également de ne pas charger les collecteurs et de ne pas avoir des diamètres importants au centre de l'agglomération.

Le chapitre IV a fait l'objet d'évaluation des débits d'évacuation des eaux de ruissellement et des eaux usées d'origines domestique et équipement pour l'ensemble des sous bassins délimités de la région d'étude en vue de caractériser le dimensionnement de notre réseau unitaire. Les eaux usées d'origine industrielles n'ont pas été quantifiées car aucune industrie n'existe pour le moment, ni même prévues dans la région d'étude à court et à moyen termes. On constate que les débits des eaux usées ne représentent qu'une faible fraction des débits pluviaux. Ce sont donc les débits des eaux pluviales qui contrôlent en grande partie les dimensions des collecteurs de notre réseau d'assainissement.

Le chapitre V a fait l'objet de détermination des débits à évacuer par le réseau d'assainissement du village de Thameur, de dimensionnement des collecteur en utilisant la formule de Bazin adaptée aux canalisations d'eaux pluviales ou unitaires, de détermination des paramètres hydraulique et de vérification de l'auto curage. Les résultats obtenus ont montré que les diamètres normalisés des collecteurs trouvés sont 200, 250, 300, 400, 500, 600, 650, 700 et 800mm. Le matériau choisi est bien évidemment le PVC. En cas de non disponibilité des conduites en PVC pour les diamètres 650, 700 et 800mm, on peut recourir aux conduites en béton.

La détermination des paramètres hydrauliques dans chaque sous bassin a montré que les vitesses moyennes d'écoulement dans tous les tronçons du réseau sont acceptables ; elles varient entre 1.37 et 4.61m/s à l'exception du tronçon (R22-RS) du réseau 1 où la vitesse d'écoulement trouvée est de l'ordre de 7.83m/s dépassent ainsi la limite supérieure. Par conséquent, les dimensions trouvées dans la plupart des tronçons permettent l'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées à l'heure de pointe avec des vitesses acceptables excluant pratiquement tout risque de déposition des particules solides et/ou d'abrasion des tuyaux. Pour le tronçon R22-RS, on opte soit pour l'installation d'un ou de deux regards de chute pour diminuer la vitesse et éviter l'abrasion des tuyaux, soit pour des conduites résistants en fonte.

La première condition d'auto-curage est vérifiée pour tous les tronçons de notre réseau d'assainissement (réseau 1 et réseau 2) et que la deuxième condition n'est vérifiée que pour les tronçons R1-R2 ($v_{ps}=1.24\text{m/s}$) et R23-R24 ($v_{ps}=1.23\text{m/s}$) du réseau 1, et les tronçons RD5-RD6 ($v_{ps}= 1.21\text{m/s}$) et RB12-RB13 ($v_{ps}=1.31\text{m/s}$) du réseau 2 sur lesquels on préconise l'installation des regards de chasse jouant le rôle de réservoirs périodiques. Ces derniers envoient l'eau sous pression dans les canalisations pour entraîner tous les éléments qui se déposent au fond et qui risquent d'obturer les canalisations.

En outre, Le chapitre VI a fait l'objet de synthèse des différents travaux nécessaires pour planification et l'organisation de chantier, qui est une étape trop importante avant le commencement des travaux d'exécution et qui permettra au maître d'œuvre de faire des économies sur la durée de réalisation et sur le cout total du projet. Elle permet également de définir tous les instruments, appareils et engins que l'on peut utiliser pour la réalisation de notre projet.

En fin, comme les eaux usées du village de Thameur se verse directement dans le milieu naturel en amont du barrage de Telisdit (Bechloul) d'une capacité initial de stockage de 167Mm^3 , la construction d'une station d'épuration en aval de cette agglomération s'avère indispensable pour protéger l'environnement, préserver la santé des citoyens, protéger la qualité de l'eau potable et limiter les risques de contamination.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] UNICEF « Sanitation Programming Handbook, voir sur www.unicef.org, UNICEF »
- [2] M^r **DERAIS SEDIK, 2005**, « Etude de rénovation et d'extension du réseau d'assainissement de la ville de chebli (w.blida) »
- [3] **Catherine Triantafillou, 1987**, « LA DEGRADATION ET LA REHABILITATION DES RESEAUX D'ASSAINISSEMENT FRANCE - ANGLETERRE - ETATS-UNIS » Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- [4] **KERLOC'H Bruno et MAELSTAF Damien**, juin 2003, « LE DIMENSIONNEMENT DES RESEAUX D'ASSAINISSEMENT DES AGGLOMERATIONS »
- [5] **Mr ZEBIRI et Mr SAADANE, Juin 2019**, « Conception et dimensionnement d'un réseau d'assainissement de Draa Erich et la simulation à l'aide du logiciel Sewer-Cad » Université Badji Mokhtar-Annaba.
- [6] **MR Messaoudi Med El Amine ET MR Mezerai Khaled, 2015**, « Proposition et dimensionnement d'un Réseau d'Assainissement pour le quartier 125 Logements –Remchi » Université ABOU BEKR BELKAID
- [7] **M^{me} Rezighe, 2017**, « Cours Assainissement »
- [8] [1] **FALIA**, septembre 2005 « d'assainissement, Etude de diagnostic et extension du réseau d'assainissement de la ville de Hadjout (w. Tipaza) »
- [9] **GHALI S F, 2012 , P.E.F de Master ESA** « dimensionnement du réseau d'assainissement de la ville de Marsat Ben Mhidi », Département hydraulique- Université de Tlemcen.
- [10] **Bernard Delmas**, Statistique descriptive, Paris, Nathan, 1996, p. 143.
- [11] (En) **N.H. Bingham, C.M. Goldie et J.L. Teugels**, Regular Variation, Cambridge Cambridge University press
- [12] **SALAH, B** : « polycop d'assainissement », école nationale supérieure de l'hydraulique, BLIDA. 1993.
- [13] **FRANÇOIS G, BRIERE** : distribution et collecte des eaux, édition de l'école polytechnique de Montréal 1997.
- [14] **Mr Kara Mustapha, 2004**, « Dimensionnement de réseau d'assainissement de La ville de Larbaa »
- [15] **DERNOUNI.F** « Cours d'assainissement », 4^{ème} année, ENSH2006.
- [16] **BELAOUAKLI. B.** « Cours organisation de chantier, ENSH2005 »
- [17] **NONCLERCO. P.** « Le calcul statique des collecteurs urbains, 3^{ème} partie »