الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The MujahidAbdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"

ⵓⵢⵙⵓⵙⴰ ⵓⵢⵙⵏⵍⵍ ⵉⵎⵉⵙⵙⵉⵍ ⵏ ⵜⵎⵙⵓⵍⵉⵜ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option : CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT

THEME :

Etude de système d'assainissement urbain du pos n 07 de la commune de Khemisti (W. TIPAZA)

Présenté par :
DAHAMNI Abderrahmane

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
SALAH Boualem	Professeur	Président
ALI SEGHIR Djamal	M.C.A	Examinateur
KAHLERRAS Malika	M.C.B	Examinateur
MEDDI Hind	Professeur	Promotrice

Session decembre 2024

Remerciements

Avant tout, je tiens à exprimer ma gratitude envers le Tout-Puissant pour m'avoir donné la santé, la force, la volonté et le courage nécessaires pour mener à bien cette étude.

Je souhaite exprimer ma gratitude envers toutes les personnes qui m'ont apporté leur aide dans mon travail, en particulier à ma promotrice, madame MEDDI Hind, pour son encadrement et ses conseils.

Je tiens également à exprimer ma gratitude envers tous les enseignants de mon parcours scolaire.

N'oublions pas mes amis étudiants d'école et dehors, pour leurs précieux soutien, conseils et astuces qu'ils m'ont offerts.

Dédicace

À mon père

À ma mère

À mes amis

ملخص

الهدف من هذه المذكرة هو القيام بتصميم شبكة الصرف الصحي للمخطط الأرضي رقم 07 الواقع في الجهة الجنوبية من بلدية خميستي ولاية تيبازة في إطار إنشاء منطقة ذات بيئة نظيفة، قمنا بإختيار نظام مشترك لتصريف مياه الأمطار و مياه الصرف الصحي نحو الأنابيب الموجودة

وبعد أن قمنا بجمع كافة المعلومات اللازمة لتنفيذ المشروع، قمنا بتقييم كمية المياه المراد إخلاءها، وحساب الأبعاد ووضع مخطط شبكة الأنابيب. بالإضافة إلى ذلك، قمنا بإنجاز التقييم الاقتصادي للمشروع من خلال حساب المبلغ الإجمالي للنفقات

الكلمات المفتاحية : بلدية خميستي - شبكة الصرف الصحي - نظام مشترك لتصريف مياه االمطار

و مياه الصرف الصحي

Résumé :

L'objectif de ce mémoire est de dimensionner le réseau d'assainissement du plan d'occupation du sol n°07 situé au sud de la commune de Khemisti, wilaya de Tipaza, dans le cadre de la création d'une zone à environnement propre. Nous avons choisi un système unitaire pour l'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées vers les collecteurs existants.

Après avoir collecté toutes les informations nécessaires à la mise en œuvre du projet, nous avons évalué la quantité d'eau à évacuer, calculé les dimensions et mis en place un plan du réseau de canalisations. De plus, nous avons complété l'évaluation économique du projet en calculant le montant total des dépenses

Mots-clés : commune de Khemisti - Réseau d'assainissement -système unitaire pour évacuer les eaux pluviales et les eaux usées.

Abstract

The objective of this disertation is to size the sanitation network of the land use plan n ° 07 located in the south of the commune of Khemisti, wilaya of Tipaza, as part of the creation of a clean environment zone. We chose a unitary system for the evacuation of rainwater and wastewater to existing collectors.

After collecting all the information necessary for the implementation of the project, we estimated the quantity of water to be evacuated, calculated the dimensions and set up a plan of the pipeline network. In addition, we completed the economic evaluation of the project by calculating the total amount of expenses

Key words: Khemisti commune - Sewerage network - Unitary system for draining rainwater and wastewater.

Sommaire

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des planches

Introduction générale

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

Introduction..... 1

I.1 Description du site d'étude et présentation du milieu..... 1

I.1.1 Situation géographique..... 1

I.2 Données naturelles du site 2

I.2.1 Situation topographique..... 2

I.2.2 Sismicité. 3

I.3 Situation climatique..... 4

I.4.1 climat…….....…4

I.4.2 les vents…… 4

I.4.3 température 4

I.4.4 pluviométrie 4

I.4.5 Humidité relative..... 5

I.4 infrastructure routière 5

I.5 Situation hydraulique 5

I.5.1 Alimentation en eau potable 6

I.5.2 Assainissement..... 6

Conclusion..... 6

Chapitre II : Étude hydrologique

Introduction..... 7

II.1 Définitions…… 7

II 1.1 Les petites pluies..... 7

II.1.2 Les averses..... 7

II.1.3 Le choix de la période de retour 7

II.1.4 Détermination de l'intensité moyenne de précipitation..... 8

II-2 Donnée de précipitation 8

II.2.1. Etude des précipitations maximales journalières 10
II.2.1.1. Caractéristiques empiriques de la série 10
II.2.1.2. Homogénéisation des données 11
II.2.1.3. Ajustement de la série 13
II.2.1.3.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL……...14
II.2.1.3.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (Lognormale) : .. 15
II.2.1.3.3. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GEV : 16
II.2.2. Choix de la loi d'ajustement : 18
II-3 Calcul des pluies et des intensités de courte durée : 19
II-4 Intensité moyenne maximale : 22
Conclusion 22

CHAPITRE III : Calcul de base

Introduction 23
III-1 Situation démographique 23
III-2 Découpage de l'air d'étude en surfaces élémentaires 23
III.2.1. Définition 23
III.2.2. Choix de la limite des sous bassins : 23
III-3 Divers systèmes d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales : 24
III.3.1. Système unitaire : 24
III.3.2. Système séparatif : 25
III.3.3. Système pseudo-séparatif : 26
III.3.4. Système mixte : 27
III.3.5. Système autonome : 27
III-4. Le choix du système d'assainissement : 27
III-5. Schéma d'évacuation des eaux : 28
III.5.1. Les différents schémas d'assainissement : 28
III.5.1.1. Schéma perpendiculaire : 28
III.5.1.2. Schéma par déplacement latéral : 28
III.5.1.3. Schéma à collecte transversale ou oblique : 29

III.5.1.4. Schéma par zones étagées : 29
III.5.1.5. Schéma radial : 29
III-6 Le choix du schéma d'évacuation : 30
III-7 Le coefficient de ruissellement : 30
III-8 Estimation du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin : 32
III-9 Calcul de la population pour chaque sous bassin……..32
Conclusion 32

CHAPITRES IV : Evaluation des débits à évacuer

Introduction……...….33
IV-1 Origine et nature des eaux usées à évacuer :……...……...…..33
IV.1.1 Les eaux usées domestique :……..... 33
IV.1.1.1 Nature des eaux usées domestiques :...…….....33
IV.1.1.2. Quantités à évacuer :……..….33
IV.1.2. Les eaux usées des services publics :……33
IV.1.2.1. Nature des eaux usées des services publics :……33
IV.1.2.2. Quantités à évacuer : 34
IV.1.3. Les eaux usées industrielles : 34
IV.1.3.1. Nature des eaux usées industrielles :..... 34
IV.1.3.2. Quantités à évacuer : 34
IV.1.4. Les eaux parasites : 34
IV.1.5. Les eaux pluviales :..... 34
IV-2. Consommation en eau potable :..... 35
IV-3 Estimation des débits des eaux usées : 35
IV.3.1. Estimation des débits des eaux usées domestiques :..... 35
IV.3.1.1. Evaluation du débit moyen journalier :..... 35
IV.3.1.2. Evaluation du débit de pointe : 35
IV.3.2. Estimation des débits des eaux usées établissements publics :..... 36
IV.3.2.1. Evaluation du débit moyen journalier : 36
IV.3.2.2. Evaluation du débit de pointe :..... 37
IV-4. Evaluation des débits d'eaux pluviales :..... 39
IV.4.1. La méthode rationnelle :..... 39
IV.4.1.1. Coefficient réducteur de l'intensité :..... 40

IV.4.1.2. Validité de la méthode rationnelle : 40
IV.4.1.3. Hypothèses de la méthode rationnelle : 40
IV.4.1.4. Temps de concentration : 40
IV.4.1.5. Critique de la méthode rationnelle : 41
IV.4.2. Calcul des débits pluviaux : 42
IV.5. Calcule des débits totaux pour chaque sous bassin 42
Conclusion 43

CHAPITRE V : Dimensionnement du réseau d'assainissement

Introduction 44
V-1 Principe de conception d'un système d'assainissement : 44
V.2 Conditions d'écoulement et de dimensionnement : 44
V.3 Dimensionnement du réseau d'assainissement 45
V.3.1 Mode de Calcul 45
V.3.1.1 Méthodologie de dimensionnement 45
V.4. Résultats du dimensionnement : 47
Conclusion 53

CHAPITRES VI : Les éléments constitutifs Et les ouvrage annexes

Introduction 54
VI-1 Les ouvrages principaux : 54
VI.1.1. Canalisations : 54
VI.1.1.1. Type de canalisation : 54
VI.1.1.2. Critères de choix du matériau de la conduite : 54
VI-2 Les ouvrages annexes : 55
VI.2.1. Les ouvrages normaux : 55
VI.2.1.1. Les branchements : 55
VI.2.1.2. Les caniveaux : 55
VI.2.1.3. Les bouches d'égout : 55
VI.2.1.4. Les regards : 56
VI.2.1.4.1 Type de regards : 56
VI.2.2. Les ouvrages spéciaux : 57
VI.2.2.1. Les déversoirs d'orage : 57
VI.2.2.2. Emplacement des déversoirs d'orage : 57
VI.2.2.3. Types de déversoirs : 57

VI.2.2.4. Choix du type de déversoir : 58
VI.2.2.5. Dimensionnement du déversoir d'orage : 58
VI-3 bassin de décantation : 61
VI.3.1. Introduction : 61
VI.3.1.1. Dimensionnement du bassin de décantation : 61
Conclusion 63

CHAPITRE VII : Organisation de chantier

Introduction 64
VII.1. Exécution des travaux : 64
VII.1.1. Manutention et stockage des conduites : 64
VII.1.2. Décapage de la couche de terre végétale : 64
VII.1.3 Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards : 64
VII.1.4. Aménagement du lit de sable : 65
VII.1.5. Emplacement des jalons des piquets : 65
VII.1.6. La mise en place des canalisations en tranché : 66
VII.1.7. Construction des regards : 66
VII.1.8. Remblaiement et compactage des tranchées : 66
VII-2 Choix des engins : 67
VII-3 Devis quantitatif et estimatif : 69
VII.3.1. Détermination des différents volumes des travaux : 69
VII.3.1.1. Volume du décapage de la couche végétale : 69
VII.3.1.2. Volume du déblai des tranchées : 69
VII.3.1.3. Volume occupé par le lit de sable : 69
VII.3.1.4. Volume occupé par les conduites : 70
VII.3.1.5. Volume du remblai de protection : 70
VII.3.1.6. Volume excédentaire : 70
Conclusion 71

Conclusion générale.
Bibliographie.
Annexes.

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I-1 : Répartition mensuelle de la vitesse des vents durant l'année 2007/2008..... 4

Tableau I-2 : Variation des températures mensuelles en (°c) durant l'année 2007/2008 4

Tableau I-3 : Précipitations moyennes mensuelles pour l'année (1972 à 2011) 5

Tableau I-4 : variation de l'humidité moyenne mensuelle pour l'année (1972 à 2011)…. 5

CHAPITRE II : Étude hydrologique

Tableau II.1 : Identification de la station pluviométrique de kolea..... 8

Tableau II.2: : La série pluviométrique (station de KOLEA) 1980-2021. 9

Tableau II.3: Les caractéristiques de la série pluviométriques. 10

Tableau II.4 : Calcul des paramètres du test de la médiane..... 11

Tableau II-5 : Résultat du test de la médiane.....12

Tableau II.6: Résultats d'ajustement par la loi de GUMBEL.....14

Tableau II.7: Résultats d'ajustement par la loi de GALTON 16

Tableau II.8: Résultats d'ajustement par la loi de GEV 17

Tableau II.9: Résultat du test de khi-deux $\chi 2$. 19

Tableau II.10 : Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensités…21

CHAPITRE III : Calcul de base

Tableau III.1 : Avantages et inconvénients du système unitaire. 25

Tableau III.2 : Avantages et inconvénients du système séparatif. 26

Tableau III.3 : Avantages et inconvénients du système pseudo-séparatif. 27

Tableau III.4 : Coefficient de ruissellement en fonction d'occupation du sol..... 30

Tableau III.5 : Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.....31

Tableau III-6 : Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de Population..... 31

Tableau III.7 : Coefficient de ruissellement en fonction de la nature de surface 31

Tableau III.8 : Coefficient de ruissèlement pour chaque sous bassin..... 32

Tableau III.9 : nombre d'habitants dans chaque sous bassin..... 32

CHAPITRE IV : Evaluation des débits à évacuer

Tableau IV-1 : Débits des eaux usées domestiques pour chaque sous bassin..... 36

Tableau IV-2 : Débits des eaux usées des équipements publics pour chaque sous bassin.....38

Tableau IV-3 : Evaluation des débits d'infiltration pour chaque sous bassin. 38

Tableau IV.4 : Evaluation des débits totaux des eaux usées pour chaque sous bassin.....39
Tableau IV.5 : Débits totaux des eaux pluviales à évacuer 42
Tableau IV-6 : Evaluation des débits totaux pour chaque sous bassin.....42

CHAPITRE V : Dimensionnement du réseau d'assainissement

Tableau V.1 : calcul du réseau d'assainissement……..…48

CHAPITRE VI : Eléments constitutifs du réseau et ouvrages d'annexes

Tableau VI.1 : dimensionnement de bassin de décantation…….63

CHAPITRE VII : Organisation du chantier

Tableau VII.1 : Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet……...71

Liste des figures

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1 : Carte administrative……1
Figure I.2 : carte de situation de la zone d'étude réalisé par Arc Gis……2
Figure I.3 : Carte de zonage sismique du territoire national……..3

CHAPITRE II : Étude hydrologique

Figure II.1 : Ajustement graphique à la loi de Gumbel……...14
Figure II.2 : Ajustement graphique à la loi de Galton……16
Figure II.3 : Ajustement à la loi de GEV……18
Figure II.4 : Comparaison entre les différentes lois d'ajustement……...19
Figure II.5 : Courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF).……22

CHAPITRE III : Calcul de base

Figure III.1 : Schéma représentatif des branchements dans le système unitaire…….24
Figure III-2 : Schéma représentatif des branchements dans le système séparatif……...25
Figure III-3 : schéma représentatif des branchements dans le système pseudo-séparatif …..26
Figure III.4: Schéma perpendiculaire……..28
Figure III.5: Schéma par déplacement latéral……..28
Figure III.6: schéma explicatif du Schéma à collecte transversale oblique……29
Figure III.7: Schéma par zones étagées.....29
Figure III.7: Schéma radial.....29

CHAPITRE VI : Les éléments constitutifs Et les ouvrage annexes

Figure VI.1 : point de raccordement avec inclination…….55
Figure VI-2 : bouche d'égout Absorption par le cote latéral……...56
Figure VI-3 : bouche d'égout(Absorption par le haut)……56
Figure VI.4: Représentation schématique d'un déversoir d'orage……..57

CHAPITRE VII : Organisation de chantier

Figures VII.1: Pose du lit de sable……...65

Figures VII.2 : Niveleuse……67
Figures VII.3: Bulldozer……..67
Figures VII.4: Pelle à chenille……..68
Figures VII.5: Chargeuse……69
Figures VII.6: Compacteur à rouleaux lisses……...68

Liste des annexes

Annexe I : tableau de χ 2.

Annexe II : Abaque de variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage

Annexe III : Abaque de Dimensionnement des canalisations circulaires d'après la formule de Bazin

Liste des planches

Planche N°01 : Plan de masse de la zone d'étude

Planche N°03 : Plan du tracé du réseau.

Planche N°03 : Profil en long de collecteur le plus long

Planche N°04 : Les ouvrages annexes

Introduction générale

Pour préserver l'environnement et préserver la santé des personnes, un projet d'assainissement est devenu une solution importante pour préserver l'hygiène de notre environnement. En outre, l'évacuation des eaux usées brutes dans un milieu récepteur, en particulier un cours d'eau, peut entraîner des problèmes sanitaires importants pour les résidents.

Aujourd'hui, la wilaya de TIPAZA a connu une forte augmentation dans le secteur de la construction de logements ces dernières années. Cette croissance démographique a entraîné une augmentation de la consommation et de l'utilisation de l'eau, et donc une augmentation des eaux usées rejetées. Ce qui demande une évacuation adéquate des eaux usées et des eaux pluviales.

C’est pour ça, nous avons conçu ce mémoire dans le but de concevoir un système d'évacuation des eaux usées et pluviales pour le pos n 07 (Constructions de sociales) de la ville de KHEMISTI, située dans la Wilaya de TIPAZA.

Au cours de notre étude, nous avons commencé par présenter la zone d'étude du point de vue (topographie, le climat ....) en premier lieu. Ensuite, l’étude du réseau d’assainissement ce qui nécessite l’étude hydrologique après le calcul des divers débits à évacuer et évaluer le dimensionnement du réseau unitaire.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction :

Avant tout projet d'assainissement, l'étude du site est essentielle afin de déterminer la nature physique du site et les éléments qui influencent la conception d'un projet.

La présentation de la zone d'étude est une étape essentielle qui consiste à décrire le site sous les aspects topographiques, climatiques et hydrauliques.

I-1 description du site d'étude et présentation du milieu :

I.1.1. Situation géographique :

La ville de KHEMISTI se situe sur la côte ouest à environ 45 Km d'Alger, à22Km de Tipaza son chef –lieu de wilaya et à 3Km de Bousmail son chef-lieu de daïra.
Elle est limitée administrativement par les communes suivantes :

- Au Nord : la mer
- Au Sud : Chaïba
- A l'Est : Bouismail et Chaïba
- A l'Ouest : Bouharoun

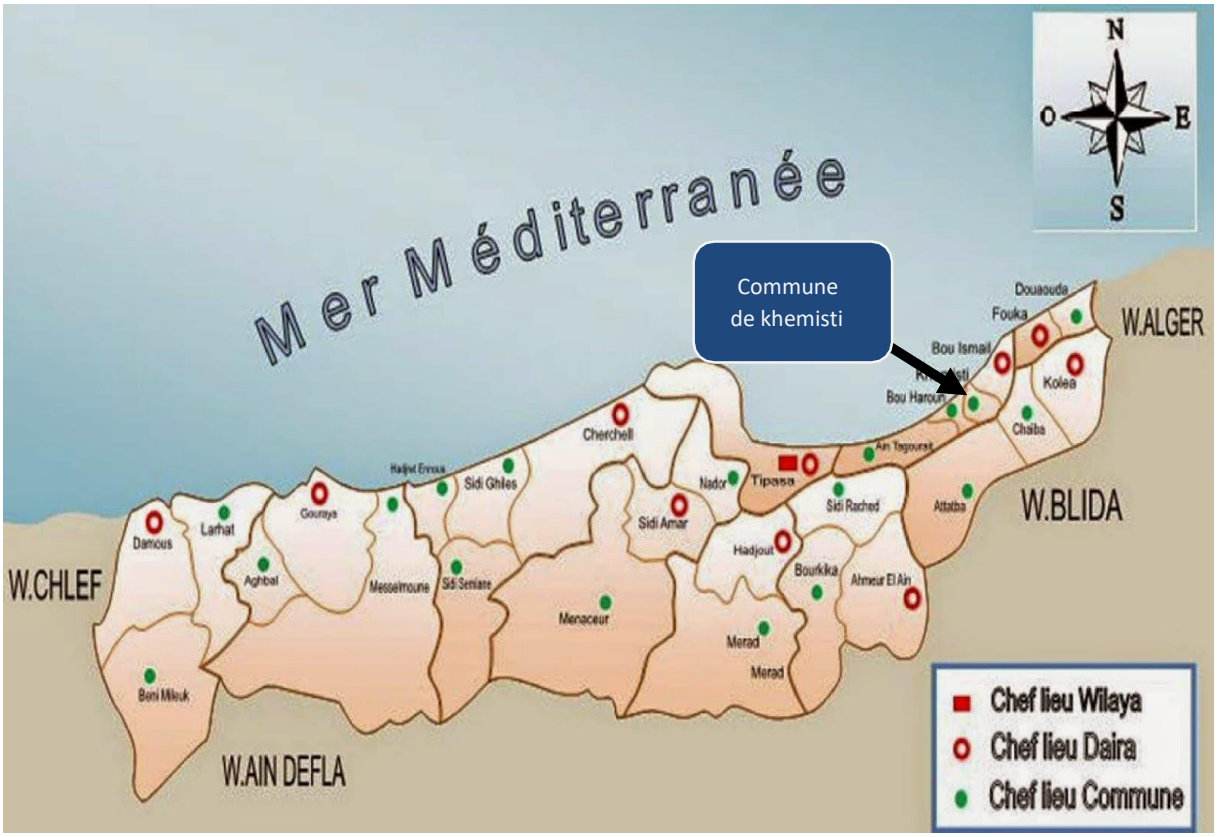


Figure (I-1) : Carte administrative de la wilaya de tipaza.

Source : www.wikipedia.com

Notre zone d'étude s'étale sur le Sud par rapport au chef-lieu de la commune de Khemisti (c'est l'extension de la ville). Elle s'étend sur une superficie de 33.94 ha
Il est limité par :

- ✓ Au Nord : la commune de khemisti
- ✓ Au Sud : Voie express
- ✓ A l'est : Oued Khemisti.
- ✓ A l'ouest : Oued smara.

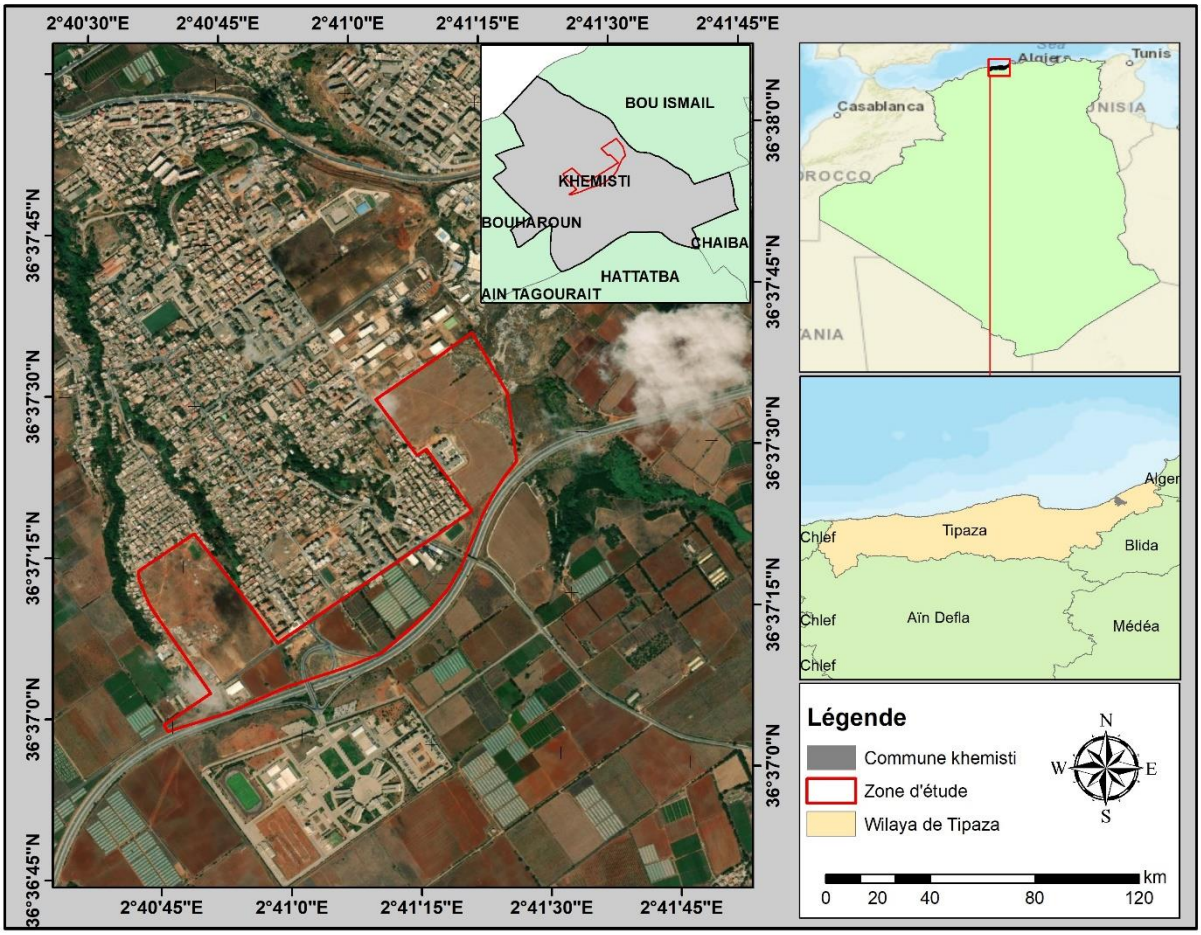


Figure (I-2) : carte de situation de la zone d'étude réalisé par Arc Gis

I-2 Données naturelles du site :

I.2.1. Situation topographique :

Il est essentiel d'étudier la topographie et elle joue un rôle important dans la conception du réseau d'assainissement, car l'évacuation des eaux se fait généralement par gravité, à l'exception de certaines situations où le relief nécessite un relevage.

Tout comme Bou Ismaïl et Fouka, Khemisti est constituée de deux plaines, une basse en bord de mer et une haute sur le plateau sahélien. Plusieurs petits cours d'eau dévalent via des ravins vers la mer.

La région de khemisti est construite sur un versant escarpé. Les pentes sont fortes, entre 5% et 10 %. Elles sont orientées généralement de Nord vers le Sud, c'est-à-dire de notre zone d'étude vers la mer.

I.2.2. Sismicité :

Selon les règles parasismiques algériennes de 1999, établis par le Ministère de l'Habitat et de la Construction, Le territoire algérien est divisé en quatre zones sismiques :

- ✓ Zone III : zone d'aléa sismique le plus élevé (intensité maximale).
- ✓ Zone II a : zone à très fort risque sismique.
- ✓ Zone II b : zone à fort risque sismique.
- ✓ Zone I : zone à faible risque sismique.
- ✓ Zone 0 : zone à très faible risque sismique.

La zone de Khemisti faisait partie de la zone sismique n°2, mais après le séisme de Boumerdes en mai 2003, la wilaya de Tipaza a été reclassée en zone n°3. Dans cette optique, il est essentiel de prendre en compte les mesures de prévention lors de la planification urbaine et pendant les travaux de construction.

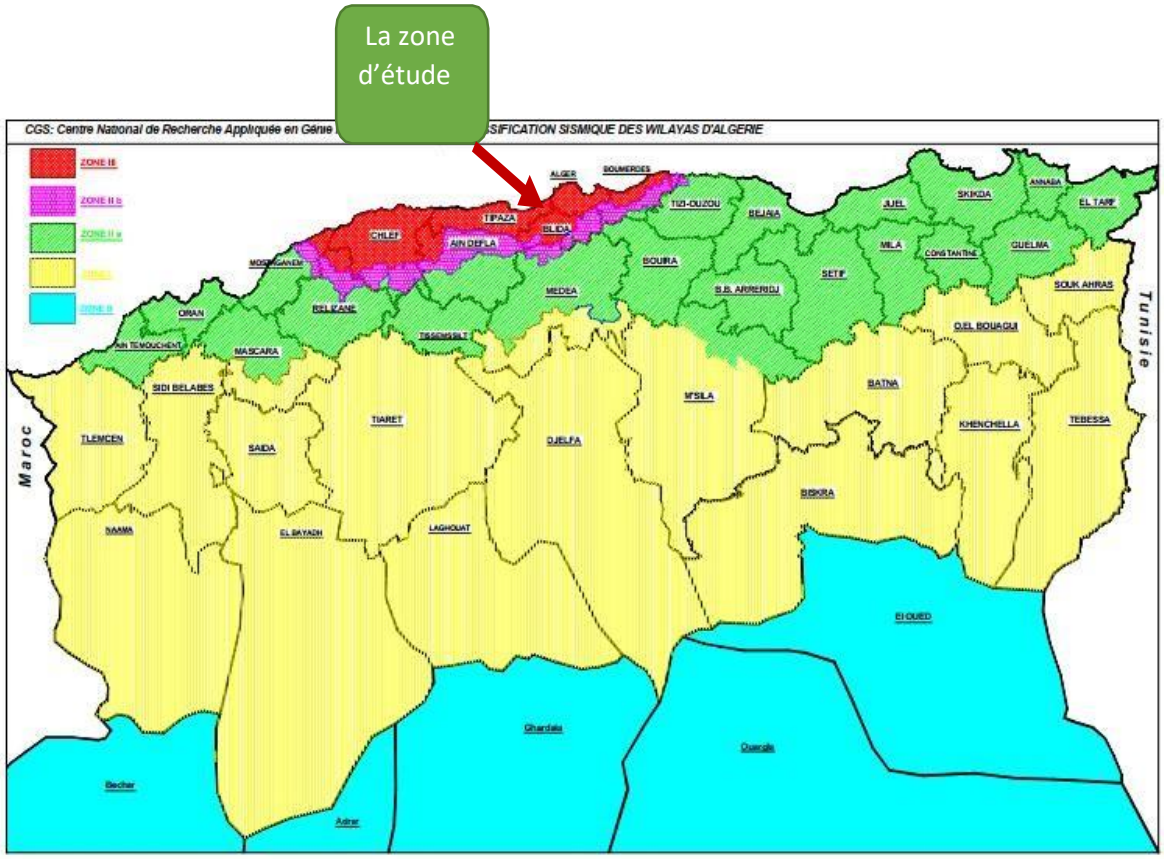


Figure (I-3) : Carte de zonage sismique du territoire national.
Source (Centre National De Recherche Appliquée En Génie Parasismique, 2024)

I-3 Situation climatique :

I.3.1. Climat :

Le climat méditerranéen de la région de Khemisti se distingue principalement par l'alternance d'une saison chaude et sèche de mai à septembre et d'une saison froide et humide entre le mois d'octobre à avril.

I.3.2. Vent :

Il est important de prendre en compte le vent, car il nous oblige à orienter géographiquement le site d'implantation en fonction de la direction et de l'intensité des vents.

Les vents dominants sont généralement modérés et faibles ayant les directions ouest et nord-est.

Tableau (I-1) : Répartition mensuelle de la vitesse des vents durant l'année 2007/2008

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Vent moy (Km/h)	4.24	2.91	2.33	2.46	2.88	2.36	4.2	3.5	3.42	3.55	3.54	3.32

Source : ANRH BLIDA

I.3.3. Températures :

La température est très douce, l'amplitude diurne n'excède jamais 10°, les gelées et neige n'y sont pas connues Les moyennes mensuelles de la température relevées de 12°C en janvier à 29°C en août.

Tableau (I-2) : Variation des températures mensuelles en (°c) durant l'année 2007/2008

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Tmoy (°C)	24.8	17.1	14.1	11.4	12.4	12.8	14.5	18.3	19.6	24.7	28.6	29.4
Tmin (°C)	18.5	11.0	3.5	3.0	4.0	3.0	3.0	10.5	14.0	17.0	21.5	23.0
Tmax (°C)	34.5	23.0	26.5	22.0	20.5	22.0	23.0	28.5	26.0	34.5	36.0	36.0

Source : ANRH BLIDA

I.3.4. Pluviométrie :

La période pluvieuse s'étale du mois d'Septembre jusqu'au mois d'Août. La pluviométrie maximale de l'année se situe généralement durant la période d'Octobre à Janvier qui représente 60% de la pluviométrie totale annuelle.

Tableau (I-3) : Précipitations moyennes mensuelles pour l'année (1972 à 2011)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
P(mm)	30,73	57,37	86,89	91,13	81,48	79,74	63,92	54,61	37,90	6,94	2,36	4,82

Source : ANRH BLIDA

Les pluies sont abondantes en automne et en hiver, elles atteignent leur maximum au mois de Novembre (87 mm) et Décembre (91 mm), puis elles décroissent au printemps (63mm) pour le mois de Mars. Elles deviennent très faibles en été voire presque inexistantes au mois de Juillet (2,3mm). Les précipitations annuelles durant les 10 dernières années se situent entre 529 mm et 775 mm, soit une moyenne d'environ 600 mm.

I.3.5. Humidité relative :

Celui-ci joue un rôle crucial dans le cycle hydrologique en régulant l'évaporation du sol et la couverture végétale. Il représente la vapeur d'eau réelle présente dans l'air par rapport à celle que l'air pourrait contenir s'il était saturé à la même température.

L'humidité de l'air est assez considérable pour chaque mois de l'année 2015 sont représentées dans le tableau (I.4).

Tableau (I-4): variation de l'humidité moyenne mensuelle pour l'année (1972 à 2011)

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.
Humidité%	79	79	77	73	70	75	70	70	71	76	62	76

Source : ANRH(Blida)

I-4 infrastructure routière :

Trois principaux axes routiers assurent la liaison de khemisti à son contexte environnant

- ✓ La RN 11, qui la relie à Alger à l'Est et Tipaza à l'Ouest
- ✓ Le CW126 assurant la liaison Khemisi –Bouismail
- ✓ Le CW 129 assurant la liaison Khemisti –Chaïba
- ✓ Le CW 50 assurant la liaison Khemisti - Bouharoun

Le réseau de voirie à l'intérieur de l'assiette du POS KHEMISTI, est composé de voie en état de pistes carrossables, d'une largeur variant de 2.50 m à 3.50 m.
Toutes les pistes sont orientées du Sud vers le nord, elles sont raccordées au centre de ville de KHEMISTI, ainsi que Le CW 129 assurant la liaison Khemisti –Chaïba et qui traverse le site au milieu

I-5 Situation hydraulique :

I.5.1. Alimentation en eau potable :

L'assiette de la zone d'étude du POS de KHEMISTI, possède un réseau ramifié de distribution d'eau potable, de diamètre variant de Ø 160 mm a Ø 250 mm en PEHD PN10 et PN16 ainsi Ø 160 mm en PVC. Ce réseau est raccordé sur une conduite d'amenée de diamètre Ø 300 mm en acier alimentée à partir du réservoir 1500 m3 (arrivage de la station de pompage)réaliser 1978 , il existe aussi dans la partie sud du site deux conduites Ø 250 mm en PEHD PN16 alimentée à partir de la station de dessalement FOUKA réaliser en AOUT 2013 et Ø 315 mm en PEHD PN16 alimentée à partir de la station de pompage KADOURI réaliser en 2003.LaconduiteØ 160 mm en PVC PN10 est alimentée à partir du réservoir 250m3 de OTHMAN TOLBA(CTP 260mNGA).

Ii existe aussi un château d'eau de 1000m3 de ABANE RAMDANE qui alimenté à partir des conduites siter au-dessus.

Pour satisfaire les besoins du programme projeté par le nouveau aménagement de cette zone, nous avons projetés un réseau de distribution d'eau potable ramifiée, constitué par des conduite principales et secondaires, ce réseau est alimenté directement à partir du nouveau réservoir projeté de capacité 1500m3 qui se trouvera au sud du site

I.5.2. Assainissement :

Le réseau d'assainissement est inexistant dans notre site sauf une petite partie hors limite de diamètre Ø600 mm à la proximité de la cité ABANE RAMDANE et qui trouve son exutoire vers le centre-ville.

Pour le choix du réseau d'assainissement projeté, on a opté pour un réseau unitaire, Le réseau projeté sera constitué par des collecteurs primaires et secondaires.

Deux points de rejets seront prévus, un au NORD EST du site et au NORD OUEST vers le réseau existant du centre-ville

Les eaux pluviales et eaux usées seront composés par des collecteurs principaux et secondaires qui trouvent leurs exutoires vers les deux points de rejet site au-dessous

Les eaux pluviales des voies sont avalées par des avaloirs.

Conclusion :

Dans ce chapitre, une vue d'ensemble de la zone d'étude a été donnée, les caractéristiques du site ont été définies et les données de base ont été déterminées pour commencer le projet de dimensionnement et de conception du réseau d'assainissement du POS n 07 de Khemisti, en respectant les normes de santé publique et environnementales.

CHAPITRE II

ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction :

L'hydrologie est une discipline de la science de la terre qui se concentre sur le cycle de l'eau, c'est-à-dire les échanges entre l'atmosphère, la surface terrestre et son sous-sol. Elle est divisée en plusieurs sous-domaines, tels que l'hydrologie urbaine qui se concentre sur la partie du cycle de l'eau impactée par l'urbanisation ou qui affecte le fonctionnement de la ville : infiltration de l'eau dans les sols et le fonctionnement des nappes, ruissellement des eaux en surface et écoulements dans des sources naturelles (rivières) ou artificielles (canaux, conduites souterraines), évacuation et épuration des eaux usées, etc.

Dans ce chapitre, une étude hydrologique est réalisée en utilisant les données historiques collectées dans la zone d'étude. La plupart des données hydrologiques concernant les études de drainage urbain concernent les petites précipitations et les averses.

L'objectif de cette étude est de mesurer l'intensité moyenne maximale et d'évaluer la quantité des eaux pluviales, c'est-à-dire le débit de pointe en période de crue dans le bassin versant en utilisant les données hydrologiques.

II-1 Définition :

II.1.1. Les petites pluies :

Les précipitations connues sous le nom de « petites pluies » sont celles qui se situent entre les bruines (une quantité d'eau tombée très faible qui ne provoque pas de ruissellement) et les averses orageuses.

Pour entraîner le ruissellement, il est nécessaire d'avoir une hauteur d'eau supérieure à 0,5 mm et une hauteur d'eau supérieure à 1 mm afin d'obtenir des débits dans le réseau.

II.1.2. Les averses :

Les averses sont des précipitations subites, abondantes et habituellement de courte durée, allant de quelques minutes à plusieurs dizaines d'heures. Elles se distinguent par leur volume considérable et leur intensité par minute.

- ✓ **Les pluviomètres :** qui enregistrent les niveaux d'eau tombés en une journée.
- ✓ **Les pluviographes :** qui enregistrent les changements de hauteur d'eau au fil du temps.

II.1.3. Le choix de la période de retour :

La période de retour correspond au temps nécessaire à la manifestation d'une averse d'une intensité spécifique. Une période de retour de 10 ans est une période de pluie qui peut se produire une fois tous les 10 ans. En règle générale, pour les projets d'assainissement, nous choisissons une période de pluie de dix ans. La décision d'adopter une période de retour de 10 ans découle d'un compromis entre les données techniques et économiques, d'une part, et que la plupart des projets d'assainissement n'ont pas une durée de vie très longue.

II.1.4. Détermination de l'intensité moyenne de précipitation :

L'ingénieur hydrologue calcule l'intensité moyenne des précipitations à partir des données pluviométriques propres à la région d'étude, mais il est rare de trouver une station hydrométrique dans la région d'étude.

Pour étudier une averse, il est nécessaire de calculer les intensités moyennes maximales Im qui sont définies par rapport à la hauteur d'eau tombée (Δh) pendant une période (Δt), c'est-à-dire :

$$I_m = \Delta h / \Delta t \qquad \textbf{[II.1]}$$

Im : Intensité moyenne maximales en mm/h.
Δh : hauteur de pluie tombée pendant la durée **Δt**.

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

- ✓ Étudier les données de précipitations et décider du type de loi à laquelle il est nécessaire d'adapter nos résultats.
- ✓ Calculer les caractéristiques de la loi sélectionnée et vérifier sa conformité.
- ✓ Déterminer l'intensité moyenne des précipitations.

II-2 Donnée de précipitation :

Dans cette étude, une série pluviométrique est prise en compte, incluant les précipitations maximales quotidiennes sur une période la plus longue. Elle repose sur l'idée que la pluie tombée à une station correspond à celle tombée dans une zone plus ou moins large en fonction de la densité du réseau, dite zone d'influence du pluviomètre.

La station pluviométrique de Kolea est prise comme station de référence, ses caractéristiques sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau (II-1) : Identification de la station pluviométrique de kolea

Nom	Code	Coordonnées	Période d'observation
Kolea	021233	X (km)=653.3	1980-2021 **(41 ans)**
		Y (km)=382.9	
		Z (m)=825	

Source : ANRH BLIDA

La station propose une série de précipitations qui inclut les précipitations maximales mensuelles et annuelles. L'observation de cette série s'étend sur 41 ans, de 1980/1981 à 2020/2021.Les informations concernant la série sont exposées dans le tableau ci-dessous (Tableau II-2).

Tableau (II-2) : La série pluviométrique (station de KOLEA) 1980-2021.

Année	Précipitations maximales journalières (mm)												Max
	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juill.	Août	
80-81	0	0	6,5	35,4	71,7	17,5	16	8,4	23,6	0	0	3,7	71,7
81-82	23,6	24,6	72,3	24,9	0,2	30	13,3	0,5	2,5	0	4,9	2,3	72,3
82-83	0	13,5	11,1	54,9	48,7	22,2	14,8	25,7	38	13,5	0	0,6	54,9
83-84	10,6	79,7	26,8	40,4	24,2	13,5	55,6	9,4	23,6	0,1	0	4,2	79,7
84-85	4,1	34,1	18,6	24,7	16,4	13,8	13,9	9,4	1,2	14,9	8,6	2,1	34,1
85-86	40,9	39,1	22	55,5	24,9	38,6	8,5	1,2	4,1	11	0,8	0	55,5
86-87	8,7	6,8	19,8	11,9	15,8	15	20,3	4,5	29,7	20,1	0	0	29,7
87-88	32	19,5	30,6	53,1	22	5,8	28,3	28	2,9	11,7	0	19,9	53,1
88-89	8,1	7,7	24,2	13	19,3	0	16	25,2	17,9	0	7,7	0	25,2
89-90	0,2	26,3	33,7	17,2	25,1	27,7	12,1	9,4	16,1	7,4	0	0	33,7
90-91	1,5	89,6	8,9	1,5	50,6	15,5	35,6	26,7	22,1	10,5	2,9	0	89,6
91-92	3,7	51,5	34,5	21,3	16,6	42,5	22,2	21,9	17,3	0	0	1,8	51,5
92-93	23,6	14,1	50,5	11,4	80,1	23,3	1,3	17,2	3,5	0	0	0	80,1
93-94	53,6	18,9	35,5	31,5	49,1	23,7	47,5	9	0	4,2	0	31	53,6
94-95	20,1	39,7	46	15,3	73,3	25,2	20,9	104,3	16,6	2,1	2,7	1,8	104,3
95-96	40,6	74	10,7	27,9	23,4	19,3	6,9	18,7	8,3	0,8	0	6	74
96-97	46,4	29,3	32,3	30	15,6	17,3	14,4	36,9	71,2	0,9	0	1,7	71,2
97-98	17,1	9,1	35,5	27,8	30,2	46,2	36,8	24,1	0	0,7	0	1,8	46,2
98-99	17,9	4,8	38	46,6	6,4	1,9	5,1	15,7	19,4	0	0,1	0,2	46,6
99-00	3,8	24,7	50,1	20,3	30	21,3	1,2	18,8	10	0	0	0	50,1
00-01	32,4	41,7	37,4	30,8	11,9	12,1	21,1	10,3	18,8	0,3	5,6	18	41,7
01-02	9	36,7	26,1	36,5	46,9	52,4	6,5	29,8	11,8	0	6,2	1,1	52,4
02-03	8,2	11,4	32,3	26,8	44,8	32,6	18,9	10,5	55	1,4	0	2,6	55
03-04	30,9	20,7	22,6	47,4	21,5	27,5	13,3	9,1	4,1	0	1,4	0	47,4
04-05	4,6	33,2	39,9	25,2	26,9	32,3	7,5	7,2	64,7	0	0	0	64,7
05-06	20,3	4,8	26,5	30,8	8,9	15,5	19,5	14,4	0,6	6,3	0	4,5	30,8
06-07	17,1	27,5	99,9	35,9	12,3	21,1	16,3	10,9	17,2	5,7	5,8	0	99,9
07-08	30,7	11,7	58,2	37,7	24,2	5,6	16,8	11,4	6,6	0	1,1	3	58,2
08-09	53,5	7,5	27,1	33,1	35,4	26,4	36,3	8,4	9,2	3,3	0	21,2	53,5
09-10	1,8	37,6	45,4	28,4	48	28	30,5	18,1	32,5	13,3	0,5	0	48
10-11	6,5	15,2	28,7	14,4	24,5	50,7	35,4	38,3	6,3	0	0	37,6	50,7
11-12	10,2	14,7	23,6	6,7	21,2	28,7	11,4	36,2	81,6	0	0	8,3	81,6
12-13	9,8	8,1	82,9	24,9	25,4	11,5	22	4,6	7,2	26,2	0	1,5	82,9
13-14	9,1	8	26,4	65	32,6	18,9	15,1	0	6	5,3	0	0,5	65
14-15	12	37,8	24,2	0	48,8	30,3	33,6	32,4	16	0	0	0	48,8
15-16	5,6	22,6	32	53,6	39,2	18,9	23	3,5	1,6	1,6	1,7	0	53,6
16-17	42,1	25,8	26,5	20	22,7	32,5	16,6	79,4	25,5	33	0	0	79,4
17-18	19	39,7	52	32,6	26,7	2,9	14,1	20,8	5	6,2	0	3,9	52
18-19	31,7	6,7	29,8	7,8	8,8	0	20,6	32,6	1,8	11,3	0	3,9	32,6
19-20	5,5	13,1	11,5	30,6	14,8	7,8	29,3	12,5	21,8	4,8	0	0	30,6
20-21	33,8	11,3	64	22,3	12,7	18	34,5	34,9	9,5	1,6	0	0,2	64

Source : ANRH BLIDA.

II.2.1.Etude des précipitations maximales journalières :

Les valeurs extrêmes ou quantiles doivent être calculées en ajustant statistiquement une loi de probabilité. Il est donc nécessaire de faire un ajustement approprié à une loi théorique de la série des pluies maximales quotidiennes pour identifier les intensités de pluie les plus élevées et évaluer le débit de crue. Les phases principales de l'étude sont :

- ✓ Organiser la série des Pmax, j de manière croissante.
- ✓ Choisir 1a formule de probabilité empirique
- ✓ Évaluer les propriétés empiriques de la série.
- ✓ Choix des lois d'ajustement.
- ✓ Déterminer les quantiles et leurs intervalles confiance.
- ✓ Évaluer l'ajustement avec les lois choisis

II.2.1.1. Caractéristiques empiriques de la série :

- **La moyenne «$\overline{\mathbf{Pmax,j}}$» :**

Avec N = 41, la moyenne interannuelle des précipitations maximales journalière :

$$\overline{\text{pmax,j}} = \frac{\sum_{i=1}^{N} \text{pmax,j}}{N} = 57.4 \qquad \textbf{[II.2]}$$

- **L'écart-type « σPmax, j » :**

Pour N = 41 supérieurs à 30 ans, on a :

$$\Sigma\text{pmax,j} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N}(\text{pmax,j}-\overline{\text{pmax,j}})}{N}} = 19.2 \qquad \textbf{[II.3]}$$

- **Le coefficient de variation « Cv » :**

$$CV = \frac{\sigma\text{pmax,j}}{\overline{pmax,j}} = 0.335 \qquad \textbf{[II.4]}$$

Tableau (II-3) : Les caractéristiques de la série pluviométriques.

Nombre d'année d'observation	41
Valeur maximal (mm)	104
Valeur minimal (mm)	25
Moyenne (mm)	57.4
Ecart –type (mm)	19.2
Médiane	53
Coefficient de variation	0.335
Coefficient d'asymétrie	0.466
Coefficient d'aplatissement	2.57

II.2.1.2 Homogenisation des données:

On doit garantir que notre série ne contient pas de ruptures artificielles et de vérifier si la série des données est homogène ou non. Pour cela, nous utilisons le test de la médiane, dont les étapes sont les suivantes :

1- Trier la série par ordre croissant.

- Calculer la valeur M de la médiane d'ordre m, de manière à ce que 50 % des xi soient inférieurs à x et 50 % des xi soient supérieurs à x. Deux situations peuvent alors se présenter : on choisi la $\left(\frac{N+1}{2}\right)^{ieme}$ valeur si N est impair
- on prend la moyenne entre la $\left(\frac{N}{2}\right)^{ieme}$ valeur et la $\left(\frac{N+1}{2}\right)^{ieme}$ valeur si N est pair

On a : N = 41, donc : m = $\frac{41+1}{2}$ = 21, alors la médiane est : **M** = 53.6 mm

2- Pour une série non triée, associer un signe à chaque valeur xi en fonction de sa relation avec M : attribuer un signe (+) si xi >M, ou un signe (−) si xi < M .

Les calculs réalisés dans les étapes précédentes sont récapitulés dans le tableau II-4

3-Calculons les quantités NS et TS, définies comme suit :

- NS représente le nombre total de séries constituées de signes (+) ou (−).
- Ts correspond à la taille de la plus grande série formée de signes (+) ou (−).

Pour un seuil de signification compris entre 91% et 95%, les conditions du test sont :

$$N_S > \frac{1}{2}\left(N + 1 - 1.96 \times \sqrt{N+1}\right) \quad \textbf{[II.5]}$$

$$T_S < 3.3[\log_{10}(N) + 1] \quad \textbf{[II.6]}$$

Tableau II-4 : Résultats du test de la médiane

Paramètre	Valeur	Comparaison
N_S	20	20 > 14.64 ➔ condition n°1 **vérifiée**
$\frac{1}{2}(N + 1 - 1.96 \times \sqrt{N+1})$	14.64	
T_S	5	5 < 8.62 ➔ condition n°2 **vérifiée**
$3.3\ [\log_{10}(N) + 1]$	8.62	

Interprétation : D'après les résultats obtenus grâce au test de la médiane (présentés dans le tableau II-4), on peut constater que la série des pluies maximales journalières est homogène.

Tableau II-5 : resultat des paramètres du test de la médiane

Série triée par ordre croissant			Série non triée	
Année	$P_{max,j}$ (mm)	Ordre m	Année	$P_{max,j}$ (mm)
94-95	104,3	41	80-81	+ 71,7
06-07	99,9	40	81-82	+72,3
90-91	89,6	39	82-83	+54,9
12-13	82,9	38	83-84	+79,7
11-12	81,6	37	84-85	−34,1
92-93	80,1	36	07-08	+55,5
83-84	79,7	35	86-87	-29,7
16-17	79,4	34	87-88	-53,1
95-96	74	33	88-89	-25,2
81-82	72,3	32	89-90	-33,7
80-81	71,7	31	90-91	+89,6
96-97	71,2	30	91-92	-51,5
13-14	65	29	92-93	+80,1
04-05	64,7	28	93-94	+53,6
20-21	64	27	94-95	+104,3
07-08	58,2	26	95-96	+74
07-08	55,5	25	96-97	+71,2
07-08	55	24	97-98	-46,2
82-83	54,9	23	98-99	-46,6
93-94	53,6	22	99-00	-50,1
15-16	53,6	21	00-01	-41,7
08-09	53,5	20	01-02	-52,4
87-88	53,1	19	07-08	+55
01-02	52,4	18	03-04	-47,4
17-18	52	17	04-05	+64,7
91-92	51,5	16	05-06	-30,8
10-11	50,7	15	06-07	+99,9
99-00	50,1	14	07-08	+58,2
14-15	48,8	13	08-09	-53,5
09-10	48	12	09-10	-48
03-04	47,4	11	10-11	-50,7
98-99	46,6	10	11-12	+81,6
97-98	46,2	9	12-13	+82,9
00-01	41,7	8	13-14	+65
84-85	34,1	7	14-15	-48,8
89-90	33,7	6	15-16	+53,6
18-19	32,6	5	16-17	+79,4
05-06	30,8	4	17-18	-52
18-19	30,6	3	18-19	-32,6
86-87	29,7	2	18-19	-30,6
88-89	25,2	1	20-21	+64

II.2.1.3. Ajustement de la série :

Il existe différentes lois d'ajustement qui peuvent être utilisées pour représenter notre série spécifique. Néanmoins, pour notre etude, nous allons adapter notre série en utilisant trois lois données grâce au logiciel HYFRAN. Nous choisirons ensuite celle qui convient le mieux à notre série de précipitations.

Les trois lois suivantes seront utilisées dans notre étude :

- ✓ La loi log normale ou la loi de Galton
- ✓ La loi de Gumbel.
- ✓ La loi de GEV.

II.2.1.3.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

$$F(x) = e^{-e^{-\left(\frac{x-x0}{\alpha}\right)}} \quad \textbf{[II.7]}$$

$u = \frac{x-x0}{\alpha}$: La variable réduite de Gumbel.

x_0 et α: Les paramètres du modèle de Gumbel.

- α : Paramètre de l'échelle qui diffère de zéro et positif.
- x_0 : Paramètre de position.
- x : Variable étudié « Pmax.j ».

On écrit alors :

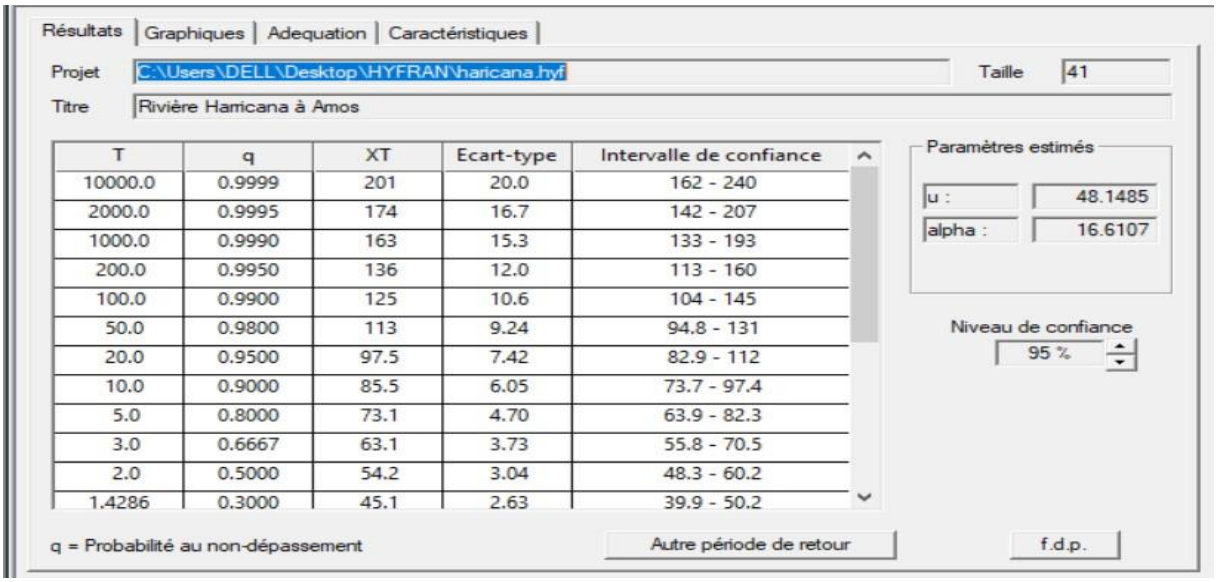
$$F(x) = e^{-e^{-(u)}} = -\ln[-\ln(F(x))] \quad \textbf{[II.8]}$$

la variable réduite présente l'avantage de rendre l'expression d'un quantile linéaire.

$$x = \frac{1}{\alpha} \times u + x0 \qquad \text{Soit} \qquad Pmax.j = \frac{1}{\alpha} \times u + x0 \quad \textbf{[II.9]}$$

L'équation de la droite de Gumbel s'écrit ainsi :

$$Pmax.j\ (p\%) = 16.6107 * U + 48.7588.$$



T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	201	20.0	162 - 240
2000.0	0.9995	174	16.7	142 - 207
1000.0	0.9990	163	15.3	133 - 193
200.0	0.9950	136	12.0	113 - 160
100.0	0.9900	125	10.6	104 - 145
50.0	0.9800	113	9.24	94.8 - 131
20.0	0.9500	97.5	7.42	82.9 - 112
10.0	0.9000	85.5	6.05	73.7 - 97.4
5.0	0.8000	73.1	4.70	63.9 - 82.3
3.0	0.6667	63.1	3.73	55.8 - 70.5
2.0	0.5000	54.2	3.04	48.3 - 60.2
1.4286	0.3000	45.1	2.63	39.9 - 50.2

Tableau (II-6) : Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (Hyfran).

Période de retour T (ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique XT (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100.0	0.9900	125	10.6	104-145
50.0	0.9800	113	9.24	94.8-131
20.0	0.9500	97.5	7.42	82.9-112
10.0	0.9000	85.5	6.05	73.7-97.4
5.0	0.8000	73.1	4.70	63.9-82.3

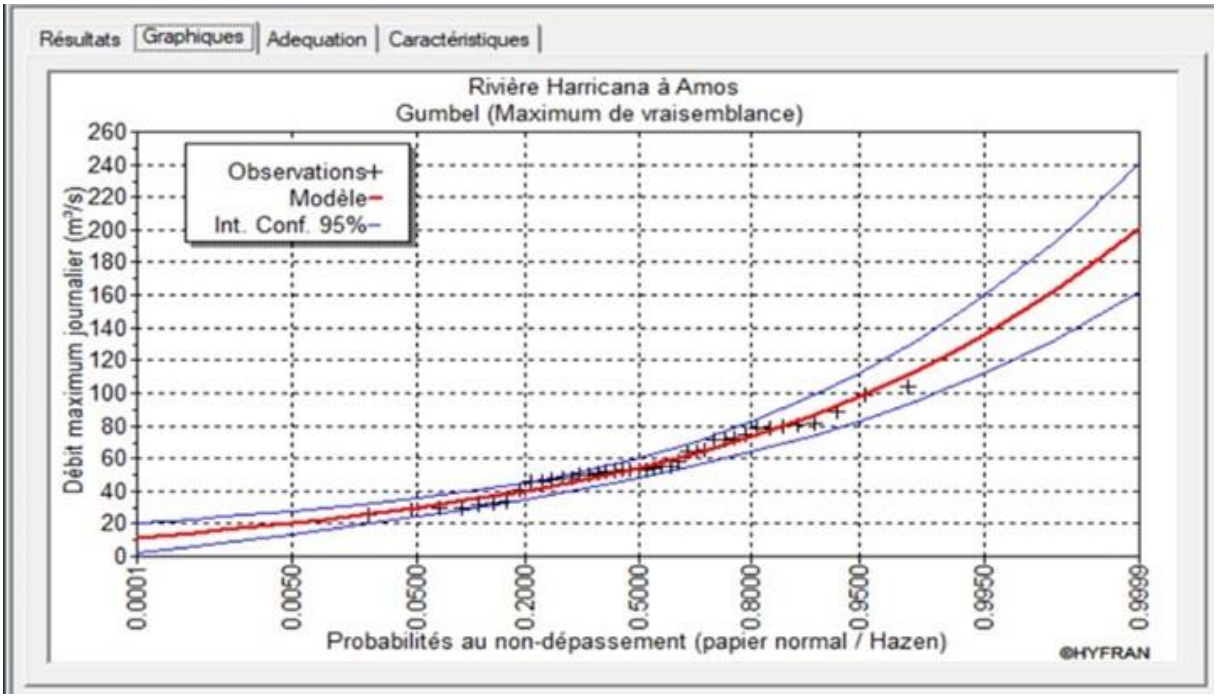


Figure (II-1) : Ajustement graphique à la loi de Gumbel

II.2.1.3.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (Lognormale) :

La loi de Galton est également connue sous le nom de loi log-normale ou loi gausso-logarithmique, car son expression est similaire à celle de la loi normale, avec une anamorphose presque logarithmique sur la variable.

La représentation suivante donne la fonction de répartition. (Touaibia, 2004) :

$F(x) = \frac{1}{2\pi}\int_{-\infty}^{u} e^{-\frac{u^2}{2}}$. Du (Fréquence au non dépassement) **[II.10]**

Sachant que « u » est la variable centrée réduite de Gauss :

$$u = \frac{\ln(x) - \overline{\ln(x)}}{\sigma \ln(x)} \quad \textbf{[II.11]}$$

Avec :

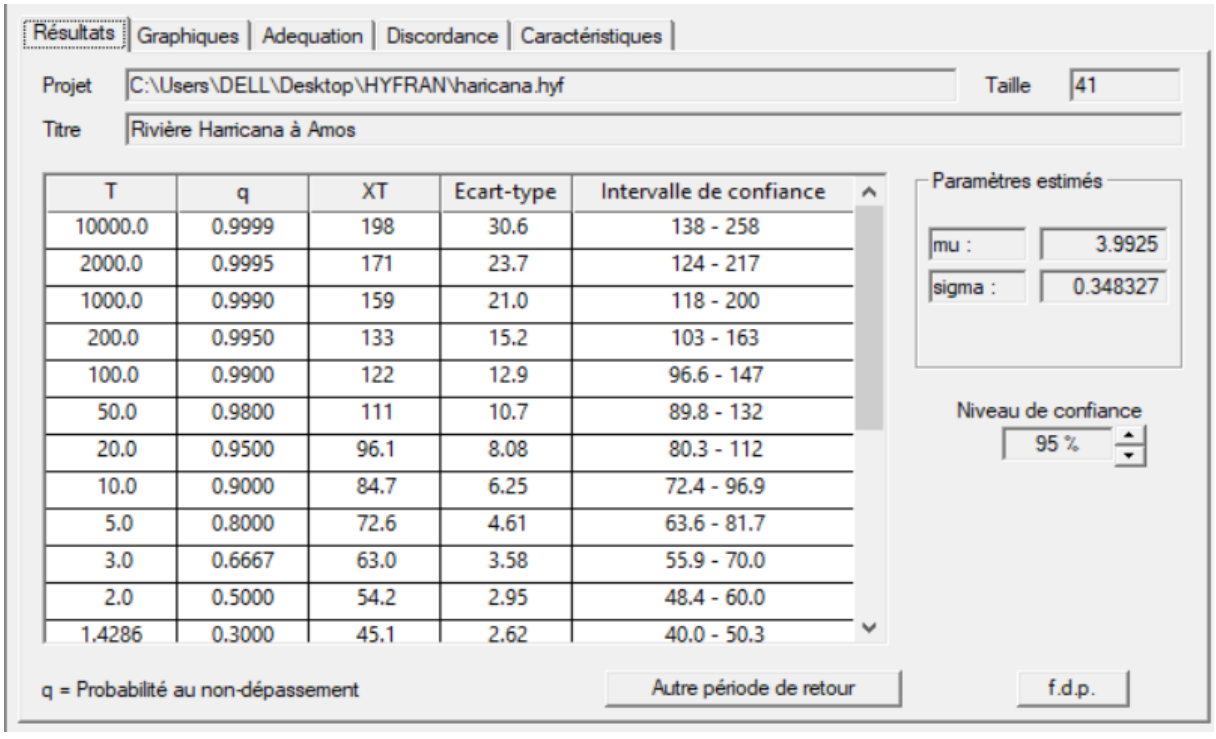
- x : variable étudiée (Pmax,j).
- ln(x) : la moyenne des logarithmes de la variable x
- σln(x) : l'écart-type des logarithmes de la variable x.

L'expression de quantile est alors :

$$\ln(x) = u\ \sigma\ln(x) + \ln(x) \quad \textbf{[II.12]}$$

Les paramètres de la loi par la méthode du maximum de vraisemblance :

$\overline{\ln(x)} = 4.001$ $\sigma_{\ln x} = 0.34$



T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	198	30.6	138 - 258
2000.0	0.9995	171	23.7	124 - 217
1000.0	0.9990	159	21.0	118 - 200
200.0	0.9950	133	15.2	103 - 163
100.0	0.9900	122	12.9	96.6 - 147
50.0	0.9800	111	10.7	89.8 - 132
20.0	0.9500	96.1	8.08	80.3 - 112
10.0	0.9000	84.7	6.25	72.4 - 96.9
5.0	0.8000	72.6	4.61	63.6 - 81.7
3.0	0.6667	63.0	3.58	55.9 - 70.0
2.0	0.5000	54.2	2.95	48.4 - 60.0
1.4286	0.3000	45.1	2.62	40.0 - 50.3

Tableau (II-7) : Résultat de l'ajustement à la loi de Galton (Hyfran)

Période de retour T (ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique XT (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100.0	0.9900	122	12.9	96.6-147
50.0	0.9800	111	10.7	89.8-132
20.0	0.9500	96.1	8.08	80.3-112
10.0	0.9000	84.7	6.25	72.4-96.9
5.0	0.8000	72.6	4.61	63.6-81.7

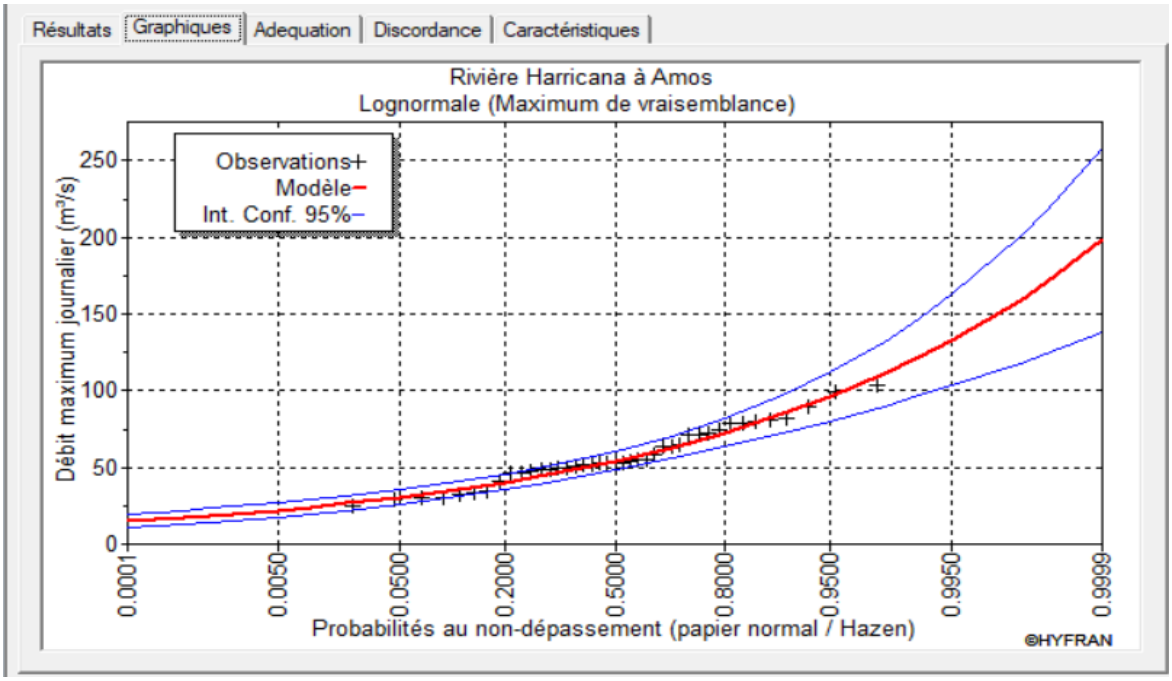


Figure (II-2) : Ajustement graphique à la loi de Galton

II.2.1.3.3. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GEV :

- La fonction de répartition de la loi d'extrémum généralisée :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \qquad \textbf{[II.13]}$$

Sachant que « y » est la variable réduite :

$$y = -\frac{1}{k} \ln\left[1 - \frac{k}{\alpha}(x - u)\right] \qquad \textbf{[II.14]}$$

Avec :

- x : variable étudiée (Pmax,j).
- u : paramètre de position.

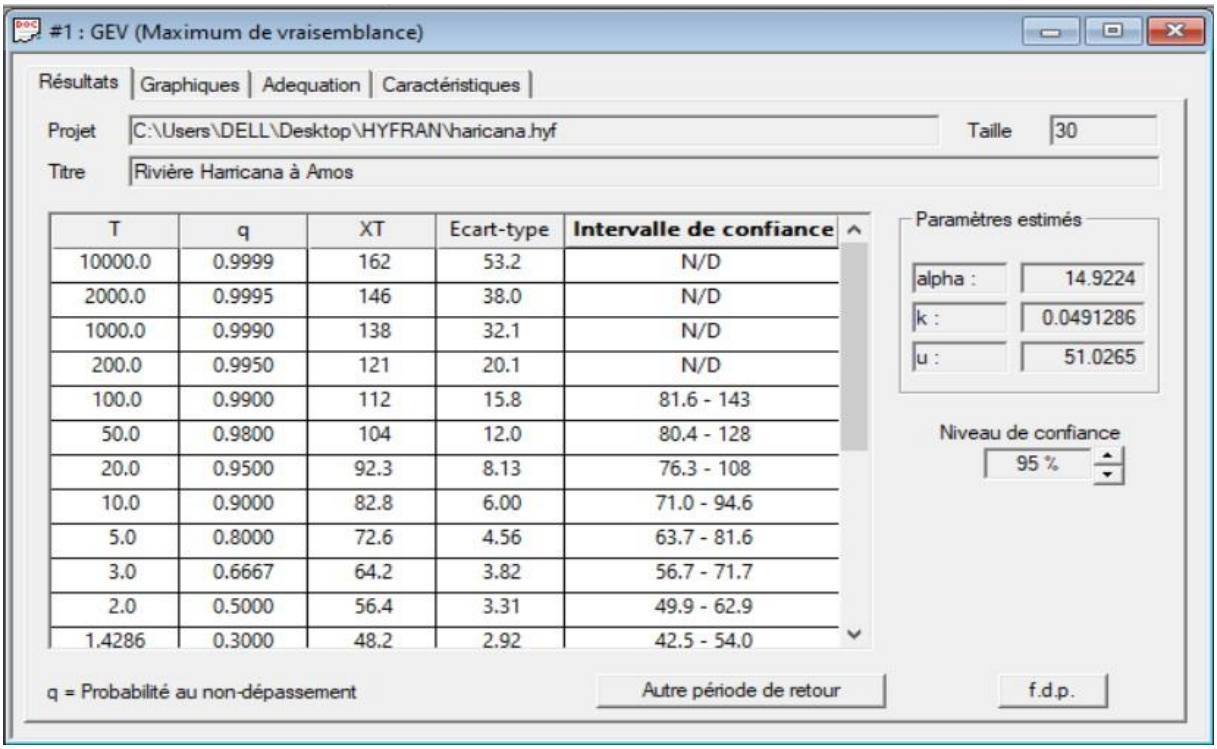
- α : paramètre de dispersion ($\alpha > 0$).
- k : paramètre de forme appelé indice des valeurs extrêmes.

- L'expression de quantile est alors :

$$x = u + \frac{\alpha}{k}(1 - e^{-ky}) \qquad \textbf{[II.15]}$$

- Les paramètres de la loi par la méthode du maximum de vraisemblance :

u = 51.0265 ; α = 14.9224 ; k = 0.0491286



T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	162	53.2	N/D
2000.0	0.9995	146	38.0	N/D
1000.0	0.9990	138	32.1	N/D
200.0	0.9950	121	20.1	N/D
100.0	0.9900	112	15.8	81.6 - 143
50.0	0.9800	104	12.0	80.4 - 128
20.0	0.9500	92.3	8.13	76.3 - 108
10.0	0.9000	82.8	6.00	71.0 - 94.6
5.0	0.8000	72.6	4.56	63.7 - 81.6
3.0	0.6667	64.2	3.82	56.7 - 71.7
2.0	0.5000	56.4	3.31	49.9 - 62.9
1.4286	0.3000	48.2	2.92	42.5 - 54.0

Tableau (II-8) : Résultat de l'ajustement à la loi de GEV (Hyfran)

Période de retour T (ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique XT (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100.0	0.9900	112	15.8	81.6-143
50.0	0.9800	104	12.0	80.4-128
20.0	0.9500	92.3	8.13	76.3-108
10.0	0.9000	82.8	6.00	71.0-94.6
5.0	0.8000	72.6	4.56	63.7-81.6

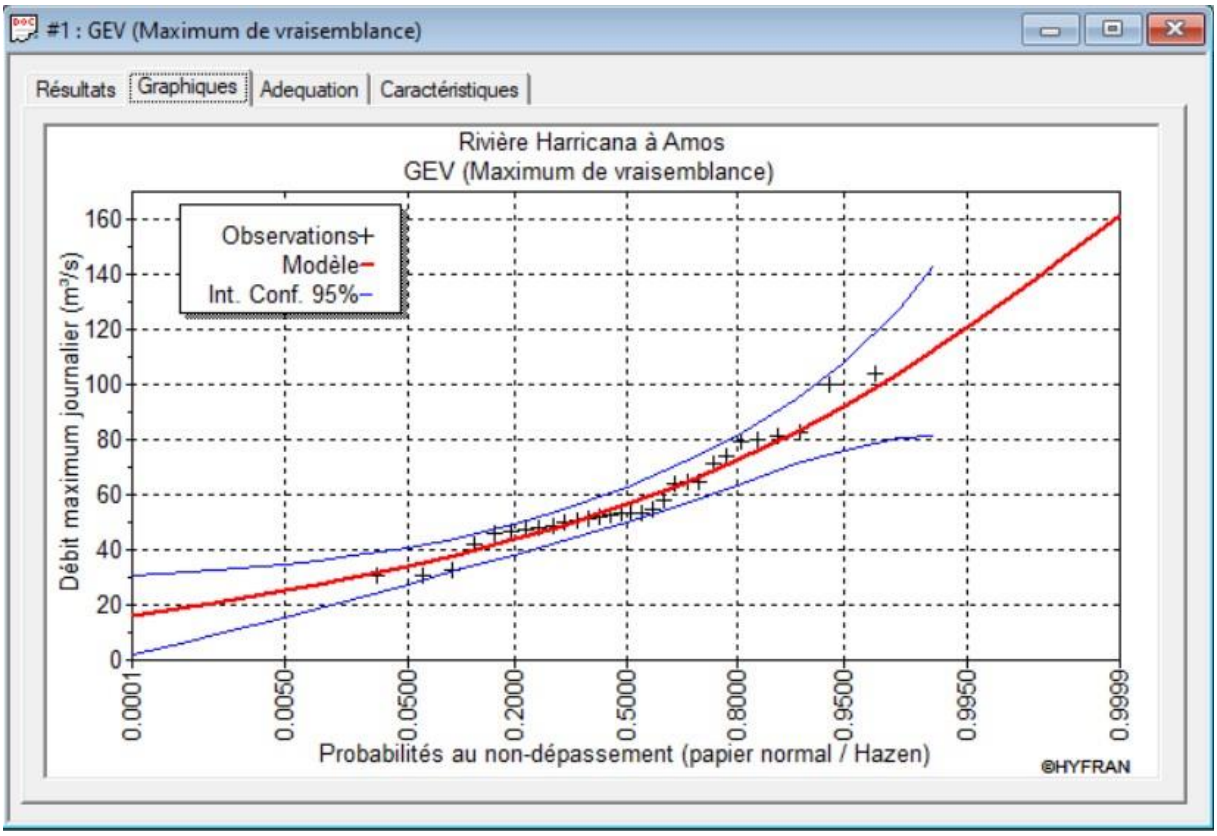


Figure (II-3) : Ajustement graphique à la loi de GEV

II.2.2. Choix de la loi d'ajustement :

Quand une loi de probabilité théorique a été ajustée, la question qui se pose est de savoir si cette loi s'adapte ou non. Les critères pour sélectionner une loi sont associés à une modification graphique et à un test de dispersion.

❖ **Test graphique :**

Ce test repose sur une vision des graphes d'ajustement ; il implique d'analyser l'aspect des points sur le papier de probabilité et de vérifier s'ils sont en bonne alignement sans avoir de mauvaises courbures.

Interprétation des graphiques :
Selon l'analyse visuelle des graphiques d'ajustement exposés dans les figures (II-1), (II-2) et (II-3), il est observé que :

- La loi GEV présente un ajustement mauvais par rapport aux autres lois, car les intervalles de confiance incluent des valeurs indéfinies, rendant ainsi cette loi inadéquat

n

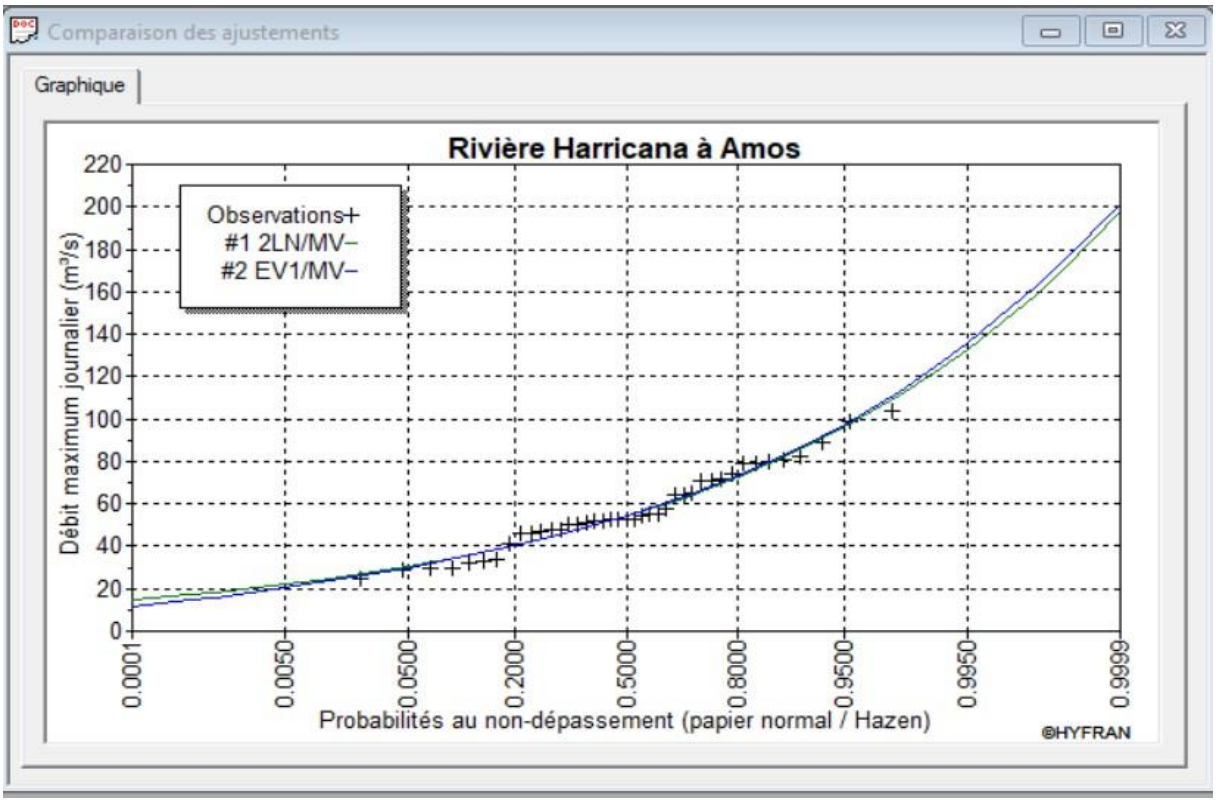


Figure II-4 : Comparaison entre les différentes lois d'ajustement

❖ **Test d'adéquation de Khi-deux « χ^2 » :**

Le test de Khi-carré ou de Pearson est également connu. Il s'agit d'un test qui permet de prendre une décision sur l'ajustement en comparant les valeurs calculées et théoriques de χ^2. Le seuil de signification (risque) $\alpha = 5\%$ est établi et varie en fonction du nombre de degrés de liberté .

D'après le logiciel « Hyfran », les résultats du test sont donnés par le (Tableau II-9) comme suit :

Tableau (II-9) : Résultat du test de khi-deux χ^2.

Loi d'ajustement	Nombre de paramètres **m**	Degré de liberté y	χ^2calculé	χ^2théorique	Observation
Gumbel	8	5	9.78	12.27	χ^2calculé < χ^2théorique Condition vérifiée
Galton	8	5	10.2	11.10	χ^2calculé < χ^2théorique Condition vérifiée

❖ **Sélection de la loi :**

Étant donné que l'ajustement est convenable pour les deux lois et que les valeurs théoriques Xt sont très proches pour les deux. Cependant, étant donné que de nombreuses recherches en Hydrologie démontrent que la loi Log-normale est celle qui convient le mieux au Nord de l'Algérie, nous avons choisi celle-ci : **la loi de Galton (Log-normal).**

II-3 Calcul des pluies et des intensités de courte durée :

Dans cette section, nous allons évaluer les quantités de pluie de courte durée et leur intensité. En se référant aux résultats de l'ajustement de la loi Log-normale.

❖ **Pluies de courte durée :**

Les pluies de courte durée (les averses) sont déterminées en se basant sur les pluies maximales journalières, en utilisant la relation de Montanari :

$$Pt,p\% = Pmax,j \times \left(\frac{t}{24}\right)^{b} \qquad \textbf{[II.16]}$$

Avec :

- ✓ Pt,p% : pluie (mm) de courte durée correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%).
- ✓ Pmax,j : pluie maximale journalière (mm) correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%).
- ✓ t : durée de l'averse (h).
- ✓ b : exposant climatique ; selon l'ANRH Alger, b = 0.37

❖ Intensités de courte durée :

$$It,p\% = \frac{Pt,p\%}{t} \qquad \textbf{[II.17]}$$

Cette formule permet de relier la hauteur de précipitation à la durée de l'événement pour déterminer l'intensité moyenne.

→Les calculs sont résumés dans le tableau (II-10)

Tableau (II-10) : Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensités

T	5 ans		10 ans		20 ans		50 ans		100 ans	
Xt	72.6 mm		84.7 mm		96.1 mm		111 mm		122 mm	
t (h)	Pt (mm)	It (mm/h)	Pt (mm)	It (mm/h)	(mm) Pt	(mm/h) It	Pt (mm)	(mm/h) It	(mm) Pt	(mm/h)
0.1	9.55	95.55	11.15	111.4	12.64	126.49	14.60	146.09	16.06	160.57
0.2	12.34	61.75	14.41	72.04	16.34	81.73	18.88	94.40	20.75	103.76
0.25	13.41	53.65	15.65	62.59	17.75	71.01	20.50	82	22.54	90.15
0.5	17.33	34.66	20.22	40.44	22.94	45.88	26.50	53	29.13	58.25
0.75	20.14	26.85	23.50	31.33	26.66	35.54	30.79	41.05	33.84	45.12
1	22.40	22.40	26.13	26.13	29.65	29.65	34.24	34.24	37.64	37.64
2	28.95	14.47	33.77	16.89	38.32	19.16	44.26	22.13	48.65	24.32
3	33.64	11.21	39.24	13.08	44.52	14.84	51.42	17.14	56.52	18.84
4	37.41	9.35	43.65	10.91	49.52	12.38	57.20	14.3	62.87	15.72
5	40.63	8.13	47.41	9.48	53.79	10.76	62.12	12.42	68.28	13.65
6	43.47	7.24	50.71	8.45	57.54	9.59	66.46	11.07	73.05	12.17
7	46.02	6.57	53.69	7.67	60.92	8.70	70.36	10.05	77.33	11.05
8	48.35	6.04	56.41	7.05	64	8	73.92	9.24	81.25	10.16
9	50.50	5.61	58.92	6.55	66.85	7.43	77.21	8.57	84.87	9.43
10	52.51	5.25	61.26	6.12	69.51	6.95	80.28	8.02	88.24	8.82
11	54.40	4.95	63.46	5.77	72	6.55	83.16	7.56	91.41	8.31
12	56.18	4.68	65.54	5.46	74.36	6.20	85.88	7.15	94.40	7.86
13	57.87	4.45	67.51	5.19	76.59	5.89	88.47	6.80	97.24	7.48
14	59.47	4.25	69.39	4.96	78.72	5.62	90.93	6.49	99.94	7.14
15	61.01	4.07	71.18	4.75	80.76	5.38	93.28	6.21	102.53	6.84
16	62.49	3.91	72.90	4.56	82.71	5.17	95.53	5.97	105	6.56
17	63.90	3.76	74.55	4.39	84.59	4.98	97.70	5.74	107.38	6.32
18	65.27	3.63	76.15	4.23	86.39	4.79	99.79	5.54	109.68	6.09
19	66.59	3.50	77.69	4.09	88.14	4.64	102.52	5.39	111.89	5.88
20	67.86	3.39	79.17	3.96	89.83	4.49	103.75	5.18	114.04	5.70
21	69.10	3.29	80.62	3.84	91.47	4.36	105.64	5.03	116.12	5.53
22	70.29	3.20	82.02	3.73	93.06	4.22	107.48	4.88	118.13	5.37
23	71.46	3.11	83.38	3.63	94.60	4.11	109.26	4.75	120.09	5.22
24	72.6	3.02	84.7	3.53	96.1	4	111	4.62	122	5.08

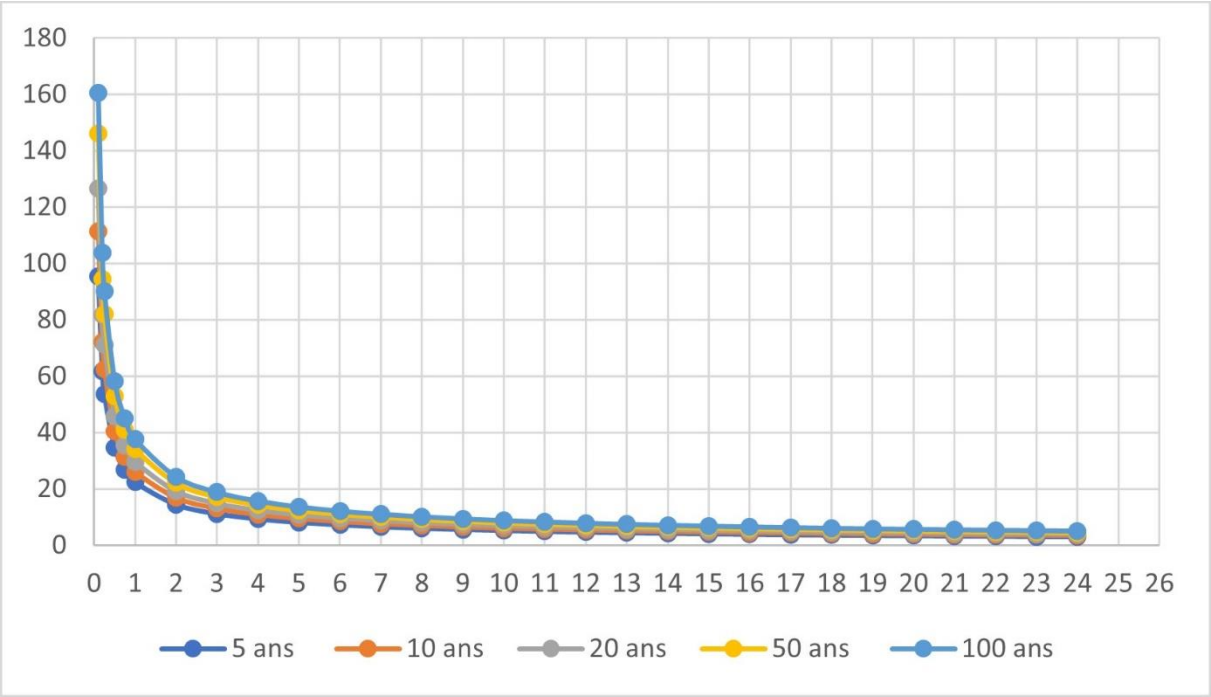


Figure (II-5) : Courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF).

II-4 Intensité moyenne maximale :

En ce qui concerne l'estimation des débits pluviaux pour les projets d'assainissement, l'intensité moyenne maximale correspondant à une courte durée de t = 15 min= 0.25 h et une période de retour de 10 ans est souvent prise en compte pour des raisons technicoéconomiques et de sécurité.

Selon les résultats antérieures présentés dans le tableau (II-14), on constate :

$$i_{15min,\ 10\%} = 62.59 \text{ mm/h}$$

$$i_{15min,\ 10\%} = 62.59 \times 10000/3600 = 173.86 \text{ l/s/ha}$$

Avec : 10000/3600 est le terme de conversion du (mm/h) en (L/s/ha).

Conclusion :

Grâce à notre analyse hydrologique, nous avons pu évaluer l'intensité moyenne des précipitations. Les résultats des deux lois d'ajustement (loi de GUMBEL et loi de GALTON) sont proches. Pour le dimensionnement de notre réseau d'assainissement, nous utiliserons la valeur obtenue par la loi de GALTON et calculerons l'intensité des pluies.

$$\mathbf{i = 173.86\ l/s/ha}$$

CHAPITRE III

CLACUL DE BASE

Introduction :

L'assainissement vise à évacuer, en dehors des zones urbaines, les eaux usées provenant de diverses sources. Dans cette situation, il est nécessaire de suivre certaines étapes préliminaires, dont le calcul de base, afin d'obtenir une estimation plus précise des débits à évacuer ensuite.

Cette étape inévitable comprend :

- L'estimation du la population.
- La division du site en sous bassins et l'évaluation du coefficient de ruissellement.
- Le choix du système et du schéma du réseau d'évacuation des eaux.

III-1 Situation démographique :

Dans le domaine de l'hydraulique urbaine, l'ingénieur doit anticiper dès le début de la conception la population à desservir tout au long de la durée de vie de la structure projetée afin de répondre aux besoins de cette population.

En ce qui concerne le POS, et compte tenu de l'extension prévue car il s'agit de logements sociaux, le bureau d'étude concepteur « URBAB » a établi un taux d'occupation de sept (07) personnes par logement pour une période d'étude de 30 ans.

Et sachant que le site comporte 1385 logements, donc le nombre d'habitants sera :

$$P_{2054} = 1385 \times 7 = \mathbf{9695\ habitants}$$

III-2 Découpage de l'air d'étude en surfaces élémentaires :

III.2.1.Définition :

D'une manière générale, le bassin versant est un territoire limité par les lignes de crête ou par les lignes de division des eaux.

III.2.2.Choix de la limite des sous bassins :

Lorsqu'on décide de découper un site en sous-bassins élémentaires, on tient compte de ce qui suit :

- ✓ La nature du sol.
- ✓ La densité des habitants
- ✓ Les courbes de niveau ; les pentes et les contre pentes. Les limites naturelles (talweg, oued, etc…).
- ✓ Les routes et les voiries existantes.

Dans notre situation, la division se fait en fonction de la nature du sol, de la densité des résidents. Les routes et les voiries existantes, les pentes et les contre-pentes.

III-3 Divers systèmes d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales :

Peu importe sa nature, le réseau d'assainissement implanté dans une zone rurale, urbaine ou industrielle permet d'évacuer :

- Les eaux de pluie, en grande quantité, qui incluent l'ensemble des eaux de ruissellement.

- Les effluents domestiques (eaux-vannes, ménagères...), les effluents industriels et ceux des services publics.

- Parfois, les eaux parasites claires ou de drainage peuvent être présentes.

On peut citer plusieurs systèmes d'évacuation des eaux résiduaires et des eaux de pluie qui pourraient être mis en service :

III.3.1. Système unitaire :

Un seul réseau est utilisé pour évacuer toutes les eaux usées et pluviales, généralement équipé de déversoirs, permettant ainsi, en cas d'orage, le rejet direct d'une partie des eaux dans le milieu naturel. [5]

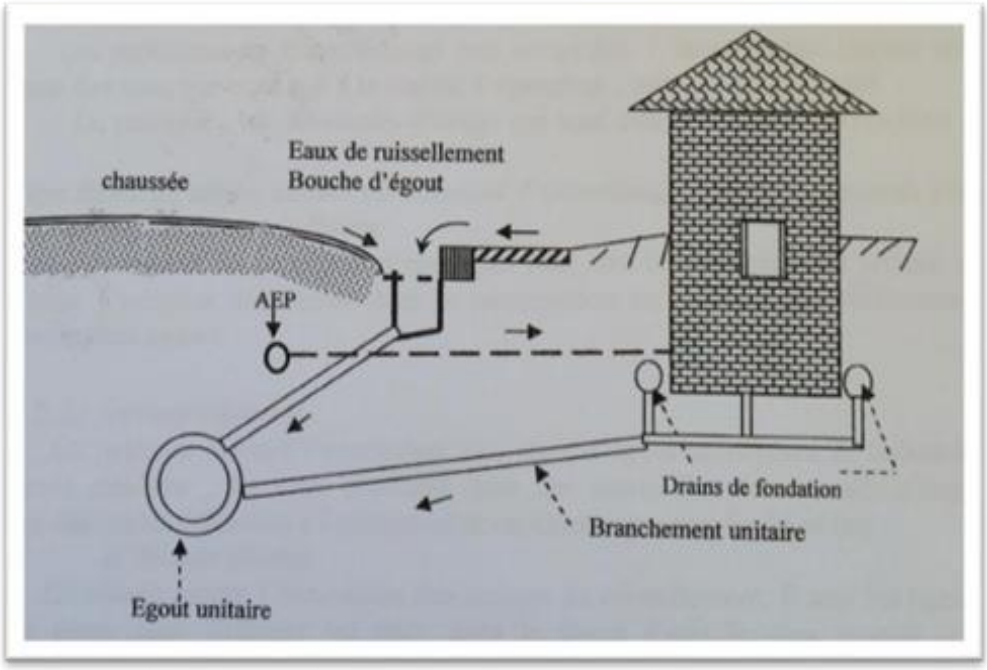


Figure (III-1) : Schéma représentatif des branchements dans le système unitaire.

Source : Polycopie de Mr « SALAH. B »

Tableau (III-1) : Avantages et inconvénients du système unitaire.

Domaine d'utilisation privilégié	- Le milieu récepteur est situé à une grande distance des points de collecte. - La topographie de la région présente un faible relief. - La commune est caractérisée par une imperméabilisation marquée et une topographie fortement accentuée. - Le débit d'étiage du cours d'eau récepteur est élevé
Avantages	- Conception simplifiée : un seul collecteur et un unique branchement par immeuble. - Encombrement minimal au niveau du sous-sol. - Absence de risque d'inversion de branchement.
Inconvénients	- Débit à la station d'épuration très variable. - en cas d'orage, les eaux usées sont diluées par les eaux pluviales. - La station d'épuration reçoit un apport significatif de sable. - Le mélange "eaux usées - eaux pluviales" est rejeté directement dans le milieu récepteur au niveau des déversoirs d'orage
Contraintes d'exploitation	- Un entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage est nécessaire. - L'évaluation des rejets directs dans le milieu récepteur reste complexe

III.3.2. Système séparatif :

Un autre réseau est utilisé pour évacuer les eaux usées domestiques et, dans certains cas, certains effluents industriels, tandis que l'évacuation de toutes les eaux pluviales est assurée par un autre réseau.[5]

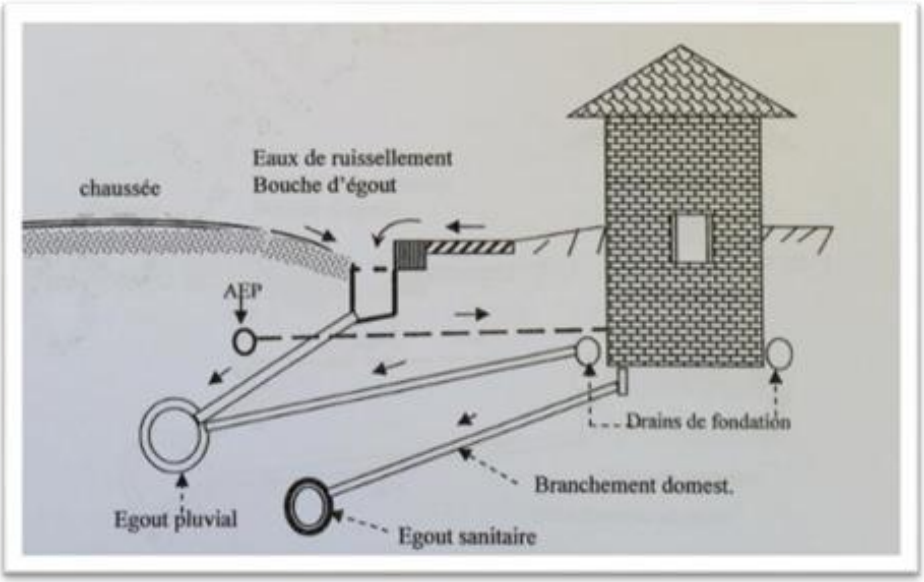


Figure (III-2) : Schéma représentatif des branchements dans le système séparatif.

Source : Polycopie de Mr « SALAH. B »

Tableau (III-2) : Avantages et inconvénients du système séparatif.

Domaine d'utilisation privilégié	- Petites et moyennes agglomérations. - Extension des villes. - Faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur.
Avantages	- Diminution de dimensions du réseau de collecte des eaux usées. - Exploitation plus facile de la station d'épuration. - Meilleure préservation de l'environnement des flux polluants.
Inconvénients	- Encombrement important du sous-sol. - Coût d'investissement important. - Risque d'erreur de branchement.
Contraintes d'exploitation	- Surveillance accrue des branchements. - Entretien de conduites des eaux usées et pluviales).

Source : Office International de l'eau (2000).

III.3.3. Système pseudo-séparatif :

Le fonctionnement de ce système repose sur un réseau commun de collecte des eaux usées avec une partie des eaux pluviales, provenant généralement des toitures et des espaces privés. Dans un autre réseau, les caniveaux et les ouvrages pluviaux drainent l'autre partie des eaux pluviales. [5]

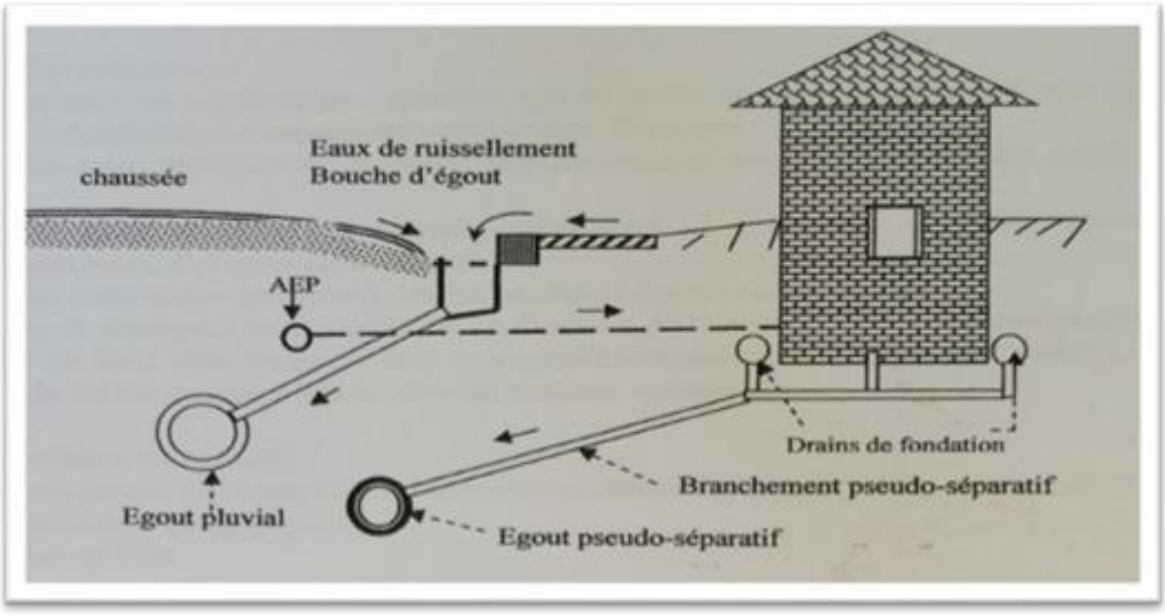


Figure III-3 : schéma représentatif des branchements dans le système pseudo-séparatif

Source : Polycopie d'assainissement de Mr « SALAH. B »

Tableau (III-3) : Avantages et inconvénients du système pseudo-séparatif.

Domaine d'utilisation privilégié	- petits et moyennes agglomération. - présence d'un milieu récepteur proche.
Avantages	- problème de faux branchements éliminé. - les eaux pluviales est acheminée avec un schéma perpendiculaire.
Inconvénients	- Fonctionnement de la station d'épuration perturbé. - Charge polluante variable en qualité et en quantité.
Contraintes d'exploitation	- Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins destockage. - Surveillance accrue des branchements.

Source : Office International de l'eau (2000).

III.3.4.Système mixte :

Dans ce type, un réseau unitaire s'occupe d'une partie de la zone tandis que le système séparatif s'occupe de l'autre partie. Il est mis en œuvre dans les villes qui possèdent un réseau ancien de type unitaire et dont les débits de l'extension ne pourraient pas être supportés par le réseau précédent. [5]

III.3.5.Système autonome :

C'est un système qui ne fait pas partie d'un réseau public (assainissement non collectif). Ce type ce système est employé dans les zones rurales où la densité d'habitations est faible (espaces isolés et structures individuelles), ce qui rend la mise en œuvre des réseaux publics extrêmement onéreuse. [5]

III-4. Le choix du système d'assainissement :

Pour le choix du système d'assainissement on doit respecter ces paramètres :

- ✓ Il est essentiel de réaliser une étude comparative de différentes options, en prenant en compte les coûts d'investissement ainsi que les frais liés à l'entretien, à l'exploitation et à la gestion des installations, du pompage et du traitement des eaux usées.
- ✓ Il est important de prendre en compte les conditions de rejet.
- ✓ Lorsqu'il s'agit d'une extension du réseau, il est nécessaire de prendre en considération le système existant
- ✓ L'aspect technique et Les conditions locales (la pente du terrain, disposition du réseau de la voirie, la répartition des d'habitations, etc…).

Observation :

Notre choix se porte sur un système unitaire.

III-5. Schéma d'évacuation des eaux :

III.5.1. Les différents schémas d'assainissement :

III.5.1.1. Schéma perpendiculaire :

L'écoulement se dirige vers le cours d'eau. Ce système ne permet pas de concentrer les eaux vers un point d'épuration spécifique ; il est adapté lorsque l'épuration n'est pas jugée nécessaire, ainsi que pour l'évacuation des eaux pluviales dans un système séparatif.

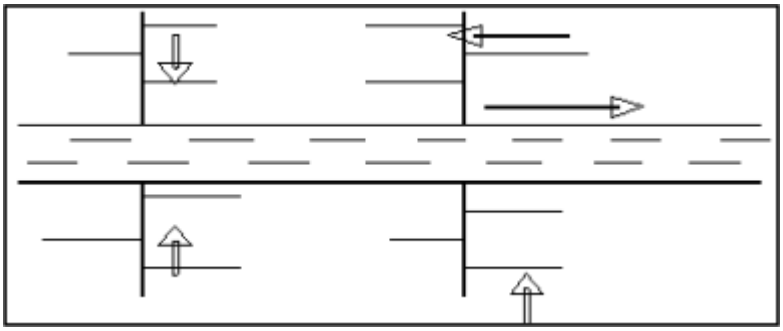


Figure (III-4) : Schéma perpendiculaire.

III.5.1.2. Schéma par déplacement latéral :

C'est Le schéma le plus simple consiste à transporter l'effluent à l'aval de l'agglomération vers un seul point. Les eaux sont collectées dans un collecteur situé en parallèle du cours d'eau.

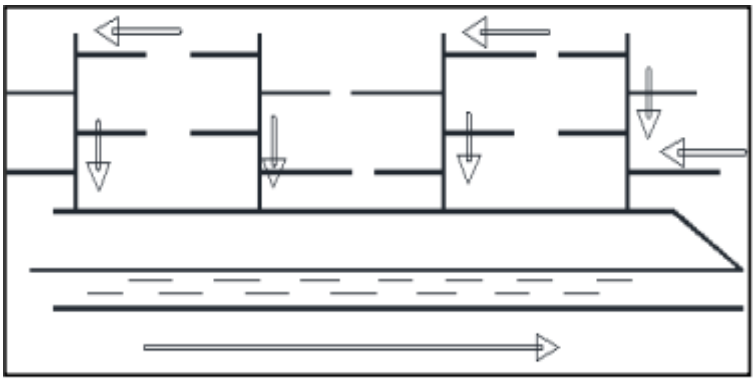


Figure (III-5) : Schéma par déplacement latéral.

III.5.1.3. Schéma à collecte transversale ou oblique :

Les ramifications de collecteurs présentes dans ce schéma permettent de transmettre l'effluent à l'aval de l'agglomération. Ce type de schéma est utilisé lorsque le terrain présente une faible pente.

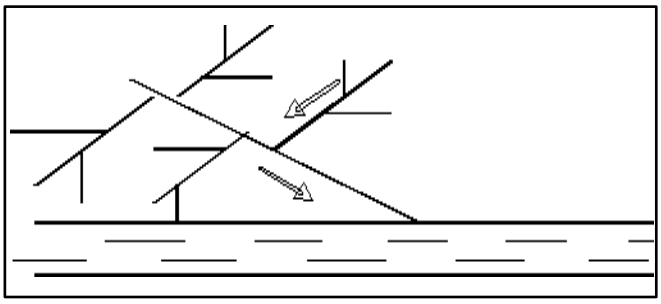


Figure (III-6) : schéma explicatif du Schéma à collecte transversale oblique.

III.5.1.4. Schéma par zones étagées :

Ce schéma représente une modification du schéma par déplacement latéral, mais en augmentant le nombre de collecteurs longitudinaux ; cela permet d'évacuer à plusieurs niveaux afin de ne pas surcharger le collecteur.

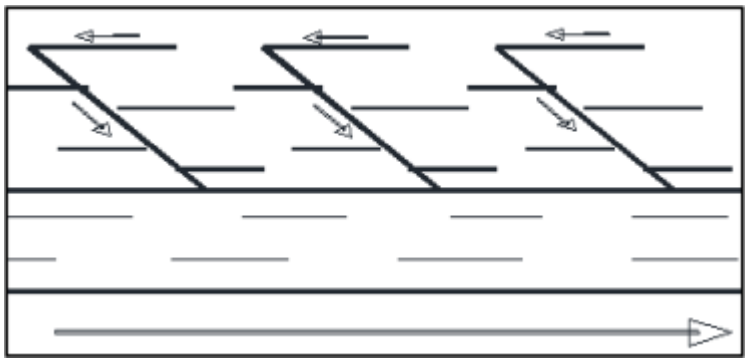


Figure (III-7) : Schéma par zones étagées.

III.5.1.5. Schéma radial :

On utilise ce schéma pour les terrains plats. La collecte des eaux se fait en un point bas, puis elle est transportée soit vers un collecteur à surface libre, soit vers un cours d'eau récepteur, soit vers une station d'épuration.

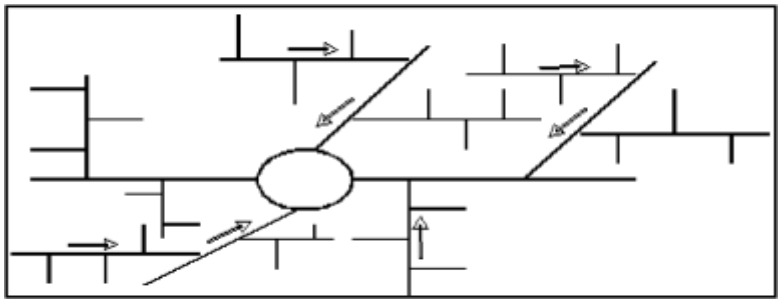


Figure (III-8) : Schéma radial.

III-6 Le choix du schéma d'évacuation :

On choisit le schéma du réseau d'évacuation à mettre en place, selon ses paramètres :

- ✓ Système existant, la topographie du terrain et la répartition des habitants.
- ✓ Nature de rejet, le milieu récepteur et l'emplacement de la station d'épuration si elle existe.
- ✓ Les conditions économiques : le coût et les frais d'investissement et d'entretien.

III-7 Le coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement « Cr » d'une surface c'est le rapport entre le volume d'eau ruisselée et le volume de précipitations reçues par le bassin concerné. Il joue un rôle important dans l'évaluation des débits de pointe pluviaux, qui sont utilisés pour le dimensionnement du réseau.

La valeur du coefficient de ruissellement varie de 0,05 à 1, elle dépend de plusieurs facteurs à savoir :

- ✓ La nature du sol.
- ✓ Le mode d'occupation du sol.
- ✓ L'inclinaison du terrain (la pente).
- ✓ La durée et l'intensité de la pluie.
- ✓ La densité de la population.
- ✓ Le degré de saturation du sol en eau.
- ✓ L'humidité de l'air.

- **En fonction du type d'occupation du sol :**

Tableau III-4 : En fonction du type d'occupation du sol

Type d'occupation du sol		Cr
Commercial		0.70 – 0.95
Résidentiel	Lotissement	0.3 – 0.5
	Collectifs	0.5 – 0.75
	Habitat dispersé	0.25 – 0.4
Industrie		0.5 – 0.8
jardins public		0.05 – 0.25
stade		0.1 – 0.3
Terrains vagues		0.05 – 0.15
Terres agricoles	Drainées	0.05 – 0.13
	Non drainées	0.03 – 0.07

Source: Satin *et al.* (2006)

- **En fonction de la catégorie d'urbanisation :**

Tableau III-5 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

Catégorie d'urbanisation	C_r
Habitations très denses	0.90
Habitations denses	0.60 – 0.70
Habitations moins denses	0.40 – 0.50
Quartiers résidentiels	0.20 – 0.30
Square – garde – prairie	0.05 – 0.20

Source: Water Environment Federation (1970)

- **En fonction de la densité de population :**

Tableau III-6 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population

Densité de la population (habitant/ha)	C_r
20	0.20
30 – 80	0.20 – 0.25
60 – 150	0.25 – 0.30
150 – 200	0.30 – 0.45
200 – 300	0.45 – 0.60
300 – 400	0.60 – 0.80
> 400	0.80 – 0.90

Source: Water Environment Federation (1970)

- **En fonction de la nature de la surface :**

Tableau III-7 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces

Nature de la surface	C_r
Toits en métal, tuile, ardoise	0.9
Chaussée avec peu de joints	0.85 – 0.9
Pavés en pierres naturelles, brique avec joints cimentés	0.75 – 0.85
Pavage en blocages	0.40 – 0.50
Surfaces goudronnées	0.25 – 0.60
Chemin en gravier	0.25 – 0.30
Gare, terrain de sport	0.10 – 0.30
Parcs, jardins, gazons	0.05 – 0.25
Forêts	0.01 – 0.20

Source : Gomella et Guerree (1967)

III-8 Estimation du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin :

➔ Les résultats sont dans le tableau suivant:

Tableau III-8 : Valeurs de coefficients de ruissellement pour chaque sous bassin

N° SB	Surface: A (ha)	C_r
01	7.28	0.8
02	7.20	0.7
03	6.68	0.75
04	3.89	0.7
05	8.89	0.8
Somme:	33.94	-

III-9 Calcul de la population pour chaque sous bassin :

Tableau III-9 : Nombre d'habitants pour chaque sous bassin

N° SB	Surface: A (ha)	Nombre de logements	Nombre d'habitants
01	7.28	585	4095
02	7.20	-	-
03	6.68	300	2100
04	3.89	-	-
05	8.89	500	3500
Somme:	33.94	1385	9695

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons subdivisé la surface urbaine en 5 surfaces élémentaires afin de minimiser les erreurs lors de l'estimation du coefficient de ruissellement. Ainsi, les valeurs de ce coefficient varient entre 0,7 et 0,8. Par ailleurs, le système adopté pour notre agglomération est unitaire et on a choisi un schéma par déplacement latéral.

CHAPITRE IV

ESTIMATION DES DEBITS A EVACUER

Introduction :

La collecte et l'évacuation des eaux de ruissellement et des eaux usées provenant de diverses sources sont l'objectif du réseau d'assainissement. Il est donc essentiel de passer par la phase d'évaluation des débits d'eaux usées et pluviales, avant de commencer à dimensionner le réseau.

L'évaluation des débits des eaux usées vise principalement à évaluer la quantité et la qualité des eaux usées émises par les habitations et les lieux d'activités. L'évacuation rapide de ces rejets, qui diffèrent d'une agglomération à une autre en fonction de leur utilisation, est essentielle pour prévenir toute contamination de l'être humain ou pollution de l'environnement. C'est pourquoi il est essentiel d'évaluer les quantités à traiter.

IV-1 Origine et nature des eaux usées à évacuer :

- ✓ Les eaux usées d'origine domestique.
- ✓ Les eaux usées des services publics.
- ✓ Les eaux usées d'origine industrielle.
- ✓ Les eaux parasites.

IV.1.1 Les eaux usées domestique :

IV.1.1.1 Nature des eaux usées domestiques :

L'origine de ces eaux se trouvent dans les habitants ils constituent d'eaux ménagères et d'eaux vannes

- ✓ **Les eaux ménagères** : les eaux de la cuisine, de lavage, de salle de bain de lavabos et des baignoires.
- ✓ **Les eaux vannes** : les eaux des sanitaires.

IV.1.1.2. Quantités à évacuer :

Les évacuations d'eaux sont liées aux normes de consommation d'eau potable, lesquelles sont déterminées par l'estimation actuelle de cette consommation.

IV.1.2. Les eaux usées des services publics :

IV.1.2.1. Nature des eaux usées des services publics :

L'origine de ces eaux provient des établissements ou équipements publics tels que les administrations, les écoles, les structures touristiques, les installations sanitaires et d'autres services d'utilité publique

IV.1.2.2. Quantités à évacuer :

L'évaluation de ces eaux prend en considération la quantité d'eau potable nécessaire à chaque activité ; cette quantité est calculée en utilisant la notion d'équivalent habitant, qui représente une unité de compte uniforme pour tous les usagers.

IV.1.3. Les eaux usées industrielles :

IV.1.3.1. Nature des eaux usées industrielles :

Ces eaux proviennent des rejets industriels. Elles englobent toutes les eaux susceptibles d'être évacuées par les industries, à savoir les eaux de production et les eaux de fabrication.

IV.1.3.2. Quantités à évacuer :

Les quantités d'eau à évacuer dépendent de :

- ✓ Nature de l'industrie (de fabrication ou de transformation).
- ✓ Les étapes de fabrication utilisée.
- ✓ Taux de recyclage réalisé.

Mis à part la quantité à évacuer, il y a toujours certains paramètres à prendre en considération :

- ➢ Les eaux chaudes doivent avoir une température inférieure à 35°C.
- ➢ Absence de matières corrosives, solides et toxiques. [5]

IV.1.4. Les eaux parasites :

Ces eaux s'infiltrent dans les conduites en raison de joints mal réalisés ou fissurés. Elles sont classées selon leur origine :

- La remontée de la nape
- Infiltrations après une chute de pluie

Le débit de ces eaux est évalué à 0.15 l/s/ha et elles perturbent le fonctionnement des stations d'épuration

IV.1.5. Les eaux pluviales :

Les eaux de ruissèlement sont principalement constituées de celles provenant des précipitations atmosphériques. Il est nécessaire de recueillir ces eaux et de les conduire vers la canalisation d'évacuation pour prévenir principalement les risques d'inondation.

Les eaux d'arrosage, de lavage (marchés, rues,….), des espaces publics, des jardins et des cours d'immeubles sont considérées comme des eaux pluviales. Elles sont collectées par les ouvrages de collecte des eaux pluviales, à l'exception d'un système unitaire.

Ces eaux aussi transportent du sable qui peut se déposer dans la canalisation à la moindre chute de vitesse d'écoulement.

IV-2. Consommation en eau potable :

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération dépend de certains paramètres :

- ✓ La disponibilité de la ressource.
- ✓ Le nombre habitants.
- ✓ Le développement urbain de la ville.
- ✓ Le niveau de vie de la population.

Pour notre l'agglomération : la dotation moyenne journalière est prise à 150 l/j/hab.

IV-3 Estimation des débits des eaux usées :

Le calcul de la quantité d'eaux usées à évacuer sera basé sur la consommation d'eau par habitant.

La quantité de rejets évacués dépend du type de l'agglomération et du mode d'occupation du sol. L'urbanisation de l'agglomération entraîne une augmentation de la proportion d'eau rejetée.

IV.3.1. Estimation des débits des eaux usées domestiques :

L'eau consommée par l'utilisateur n'est pas entièrement rejetée dans le réseau ; nous supposons que 80 % de l'eau utilisée est évacuée sous forme d'eaux usées dans les collecteurs

IV.3.1.1. Evaluation du débit moyen journalier :

$$Qmoy,\ j = \frac{Kr \times Dot \times Nhab}{86400} \qquad \textbf{[IV.1]}$$

Avec :

- Qmoy, j : Débit moyen rejeté quotidiennement en (l / s).
- Nhab : nombre d'habitants à l'horizon d'étude (habitant).
- Kr : coefficient de rejet égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée.
- Dot : dotation journalière 150 L/hab./J.

Le terme $\frac{1}{86400}$ est pour la conversion de (L/j) en (L/s).

IV.3.1.2. Evaluation du débit de pointe :

$$Q_p^{dom} = K_p \times Q_{moy,j}^{dom} \qquad \textbf{[IV.2]}$$

Avec:

- Q_p^{dom} : débit de pointe des eaux usées domestiques (L/s).
- $Q_{moy,j}^{dom}$: Débit moyen journalier rejeté (L/s).
- K_p : coefficient de pointe ; calculé à partir du débit moyen de rejet :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q^{dom}_{moy,j}}} \quad si : Q^{dom}_{moy,j} \geq 2.81\ l/s \qquad \textbf{[IV.3]}$$

$$K_p = 3 \quad si : Q^{dom}_{moy,j} < 2{,}81\ l/s \qquad \textbf{[IV.4]}$$

➡Les débits des eaux usées domestiques sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (IV-1) : Evaluation des débits des eaux usées domestiques pour chaque sous bassin.

N° SB	N_{hab}	K_r	D (L/j/hab)	$Q^{dom}_{moy,j}$ (L/s)	K_p	Q^{dom}_{p} (L/s)	Q^{dom}_{p} (m^3/s)
01	4095	0,8	150	5.68	2.54	14.42	0.01442
02	-	-	-	-	-	-	-
03	2100	0,8	150	2,91	2.96	8.61	0.00861
04	-	-	-	-	-	-	-
05	3500	0.8	150	4.86	2.63	12.78	0.01278

IV.3.2. Estimation des débits des eaux usées établissements publics :

IV.3.2.1. Evaluation du débit moyen journalier :

Le débit moyen journalier des eaux usées des services publics est donné par la relation suivante :

$$Q^{eq}_{moy,j} = \frac{k_r \times D_{eq} \times N_u}{86400} \qquad \textbf{[IV.5]}$$

Avec :

- $Q^{eq}_{moy,j}$: débit moyen journalier des eaux usées publiques en (L/s)
- Nu : nombre des usagers par chaque service.
- Kr : coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée.
- D$éq$: dotation de la consommation journalière d'eau potable (L/j/unité) ; une donnée qui diffère d'un type d'usager à un autre.

Le terme $\frac{1}{86400}$ est pour la conversion de (L/j) en (L/s).

IV .3.2.2. Evaluation du débit de pointe :

$$Q_p^{eq} = K_p \times Q_{moy,j}^{eq} \quad \textbf{[IV.6]}$$

Avec :

- Q_p^{eq} : débit de pointe des eaux usées publiques (L/s).
- $Q_{moy,j}^{eq}$: débit moyen journalier rejeté (L/s).
- Kp : coefficient de pointe ; calculé à partir du débit moyen de rejet :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy,j}^{eq}}} \quad \text{si : } Q_{moy,j}^{eq} \geq 2.81 \text{ l/s} \quad \textbf{[IV.7]}$$

$$K_p = 3 \quad \text{si : } Q_{moy,j}^{eq} < 2.81\ l/s \quad \textbf{[IV.8]}$$

➡ Les débits des eaux usées des équipements publics à évacuer sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV-2 : Débits des eaux usées des équipements publics pour chaque sous bassin

N° SB	Equipement	Unité de mesure	N_u	$D_{éq}$ (L/j/unité)	$Q_{moy,j}^{éq}$ (L/s)	K_p	$Q_p^{éq}$ (L/s)	$Q_p^{éq}$ (L/s)	
1	creche	enfant	50	20	0.011	3	0.033	0.033	0.033
02	CEM	eleve	100	10	0.011	3	0.033	0.033	0.65
	Ecole primaire	eleve	360	10	0.042	3	0.125	0.125	
	Mosquee	fidele	300	10	0.034	3	0.11	0.11	
	polyclinique	Lit	100	30	0.028	3	0.085	0.085	
	` maison de jeune	Personne	200	30	0.07	3	0.21	0.21	
	bibliotheque	Lecteur	100	10	0.011	3	0.033	0.033	
	Salle de sport	vestiare	50	30	0.017	3	0.052	0.052	

03	Siege APC	fanctionnaire	20	10	0.0019	3	0.0055	0.0055	2.48
	Marchee couvert	surface	3400	10	0.32	3	0.94	0.94	
	Salle de priere	fidele	20	10	0.0018	3	0.0055	0.0055	
	Parc communal	surface	4665	10	0.43	3	1.29	1.29	
	Protection civile	fonctionn	30	10	0.0027	3	0.0083	0.0083	
	Terrain de jeu	surface	826	10	0.076	3	0.23	0.23	
04	Ecole primaire	eleves	360	10	0.003	3	0.01	0.01	0.18
	CEM	Eleves	450	10	0.042	3	0.125	0.125	
	CFPA	Personnes	100	15	0.014	3	0.042	0.042	
05	lycee	eleves	600	10	0.055	3	0.16	0.16	0.16

→ Les débits d'infiltration à évacuer sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau (IV-3) : Evaluation des débits d'infiltration pour chaque sous bassin.

N°SB	Surface: A (ha)	K (l/s/ha)	Q_{inf} (l/s)
01	7.28	0.15	1.092
02	7.20	0.15	1.08
03	6.68	0.15	1.002
04	3.89	0.15	0.5835
05	8.89	0.15	1.3335

➡Les débits totaux des eaux à évacuer sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (IV-4) : Evaluation des débits totaux des eaux usées pour chaque sous bassin.

Débits totaux des eaux usées à évacuer					
N°SB	Domestique (l/s)	Equipement (l/s)	Infiltration (l/s)	Totale	
				l/s	m^3/s
01	14.42	0.033	1.092	15.533	0.01533
02	-	0.65	1.08	1.73	0.00173
03	8.61	2.48	1.002	12.092	0.012092
04	-	0.18	0.5835	0.7635	0.0007635
05	12.78	0.16	1.3335	14.2735	0.0142735

IV-4. Evaluation des débits d'eaux pluviales :

Dans toute étude d'un système d'assainissement, il faut définir les débits des eaux pluviales à évacuer, y compris les eaux de pluie et les eaux de surface.

Selon la taille du bassin et son niveau d'urbanisation, les deux méthodes principales pour estimer les débits pluviaux

- ✓ La méthode rationnelle.
- ✓ La méthode superficielle.

IV.4.1. La méthode rationnelle :

Dans notre agglomération urbaine. Pour l'évaluation des débits pluviaux, nous avons opté pour une méthode rationnelle, en prenant en considération la faible superficie des surfaces élémentaires et une estimation précise du coefficient de ruissellement.

En supposant une averse d'intensité constante i sur une surface S avec un coefficient de ruissellement pondéré C, le débit généré par le ruissellement peut être calculé à l'aide de la formule suivante

$$\boldsymbol{Q = Cr \times I \times A} \qquad \textbf{[IV.9]}$$

Cependant, étant donné que l'intensité de l'averse n'est pas uniforme (l'averse possède un épicentre et se propage dans l'espace), il est nécessaire d'introduire un coefficient de répartition de la pluie, noté « α », afin de tenir compte de cette variabilité.

$$\boldsymbol{Q = \alpha \times Cr \times I \times A} \qquad \textbf{[IV.10]}$$

Avec :

- Q : débit d'eau de ruissellement (L/s).
- A : surface d'apport (ha).
- Cr : coefficient de ruissellement.
- i : intensité moyenne de précipitation (L/s/ha).

- α : coefficient réducteur (correcteur) de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace, dont sa détermination est en fonction de la forme du bassin.

IV.4.1.1. Coefficient réducteur de l'intensité :

- Ce coefficient peut être déterminé d'après une loi de répartition de pluie :

Pour des bassins longs (rectangles étroits, …) ; ce coefficient sera égal à :

$$\alpha = 1 - 0.006 \times \sqrt{d/2} \qquad \textbf{[IV.11]}$$

Pour des bassins ramassés (carrés, cercles, …) :

$$\alpha = 1 - 0.005 \times \sqrt{d/2} \qquad \textbf{[IV.12]}$$

Avec :

d : longueur du milieu de l'aire élémentaire (m).

IV.4.1.2. Validité de la méthode rationnelle :

Cette méthode est employée pour des espaces restreints importants (généralement inférieurs à 10 hectares). En raison de la bonne estimation du coefficient de ruissellement, le résultat est encore plus fiable et peut être utilisé dans des zones où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes.

IV.4.1.3. Hypothèses de la méthode rationnelle :

La méthode rationnelle est fondée sur trois (03) hypothèses de base : (Salah. B 2014)

- ✓ Le débit de pointe Qp à l'exutoire est atteint uniquement lorsque la durée de l'averse dépasse le temps de concentration tc du bassin-versant
- ✓ Le débit de pointe Qp possède la même période de retour T que l'intensité i qui en est à l'origine.
- ✓ Le débit de pointe Qp a la même période de retour T que l'intensité iii qui le génère, à condition que le coefficient de ruissellement Cr du bassin-versant reste constant

IV.4.1.4. Temps de concentration :

Il s'agit d'une particularité du bassin, qui est définie comme le temps nécessaire pour que la pluie tombe au point le plus éloigné, en durée d'écoulement, jusqu'à l'entrée du collecteur qui doit évacuer l'apport de la surface en question.

❖ Le temps de concentration « tc » se compose de :

- t1 (min) : temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations de longueur L, avec une vitesse v.

$$t_1 = \frac{L}{60 \times v} \quad \textbf{[IV.13]}$$

Avec :

- L : longueur de canalisation (m).
- v : vitesse d'écoulement (m/s).
- Le terme 1/60 pour la conversion de secondes (s) en minutes (min).

- t2 : temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement. Ce temps varie de 2 à 20 min
- t3 (min) : temps de ruissellement superficiel dans un bassin de pente I en % , ne comportant pas de canalisations autrement dit le parcours superficiel du bassin de longueur Ls exprimé en Km.

$$t_3 = \frac{L_s}{11 \times \sqrt{I}} \quad \textbf{[IV.14]}$$

Avec :

- Ls : parcours superficiel de l'eau dans le bassin (km).
- I : pente moyenne du parcours (%).

❖ Donc, trois (03) cas peuvent être envisagés :

- Le bassin ne comporte pas de canalisation : tc = t3.

- Le bassin comporte un parcours superficiel puis une canalisation : tc = t1 + t3.

- Le bassin est urbanisé et comporte une canalisation : tc = t1 + t2.

❖ Dans le cas général, pour les zones peu allongées, le temps de concentration « tc (min) » est donné par la relation suivante :

$$t_c = 3.98 \times \left[\frac{L}{\sqrt{I}}\right]^{0.77} \quad \textbf{[IV.15]}$$

Avec :

- L : cheminement hydraulique le plus long (km).
- I : pente moyenne du chemin parcouru (%).

IV.4.1.5. Critique de la méthode rationnelle : [5]

- ✓ La subdivision du bassin en aires élémentaires reste généralement approximative, en raison de la difficulté à évaluer avec précision la durée du ruissellement entre ces différentes zones et l'exutoire.
- ✓ La principale critique adressée à cette méthode est qu'elle néglige le stockage de l'eau de ruissellement au sein du bassin.

La méthode rationnelle présente des inconvenants et des limites :

- ✓ L'estimation du temps de concentration est souvent un processus complexe et difficile.
- ✓ Elle ne prend pas en compte la variabilité spatiale de la pluie, c'est-à-dire les variations de l'intensité.

IV.4.2. Calcul des débits pluviaux :

Vu que les surfaces des sous bassins sont petites, les valeurs du coefficient « α » s'approchent de l'unité, par conséquent il sera pris égal à 1. Les résultats de calcul des débits pluviaux pour chaque surface élémentaire sont reportés respectivement dans le tableau suivant

Tableau IV-5 : Débits totaux des eaux pluviales à évacuer

N° SB	A (ha)	C_r	α	I (L/s/ha)	Q^{EP} (L/s)	Q^{EP} (m^3/s)
01	7.28	0.8	1	173.86	1012.56	1.01256
02	7.20	0.7	1	173.86	883.25	0.88325
03	6.68	0.75	1	173.86	871.04	0.87104
04	3.89	0.7	1	173.86	439.61	0.43961
05	8.89	0.8	1	173.86	1236.49	1.23649

IV.5. Calcule des débits totaux pour chaque sous bassin :

→Les débits totaux des eaux à évacuer sont illustrés dans le tableau suivant

Tableau (IV-6) : Evaluation des débits totaux pour chaque sous bassin

N°SB	Q_{plu}	$Q_{usé}$	Q_{total}	
	l/s	l/s	l/s	m^3/s
01	1012.56	15.533	1028.09	1.0281
02	883.25	1.73	885.84	0.88584
03	871.04	12.092	883.13	0.88313
04	439.61	0.7635	440.37	0.44037
05	1236.49	14.2735	1250.76	1.125076

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a estimé et évalué les quantités des eaux à évacuer. Ces débits incluent des eaux usées et des eaux pluviales.

Les débits obtenus montrent que les débits des eaux usées (domestiques et publiques) ne sont qu'une petite fraction des débits pluviaux.

Ce chapitre est essentiel pour commencer le prochain chapitre : le calcul hydraulique et le dimensionnement des conduites.

CHAPITRE V

Dimensionnement du réseau d'assainissement

Introduction :

Dans le calcul hydraulique d'un réseau d'assainissement, il est nécessaire de dimensionner les éléments de ce dernier en respectant les normes d'exploitation.

Il est important de respecter certaines normes d'écoulement et les conditions d'installation des réseaux d'assainissement pour effectuer ce calcul hydraulique. La mise en place en profondeur est réalisée de manière à répondre aux exigences de résistance mécanique aux charges extérieures, tout en établissant le tracé le plus optimal.

V-1 Principe de conception d'un système d'assainissement :

La conception d'un réseau d'assainissement consiste à représenter tous les éléments qui composent les différentes branches du réseau sur un schéma :

- ✓ **Les collecteurs :** Ils doivent être capables de transporter en permanence l'ensemble des débits fournis par les conduites qu'ils desservent. Ils se caractérisent par leur :

- Emplacements.
- Profondeurs.
- Dimensions (diamètres intérieur et extérieur, …).
- Pentes.

- ✓ **Les regards :** de différents types (de visite, de jonction, …). Ils sont également définis par leurs :

- Emplacements.
- Profondeurs.
- Côtes.

V.2 Conditions d'écoulement et de dimensionnement :

Il est important que le dimensionnement du réseau d'assainissement du type unitaire permette autant que possible l'entraînement des sables par les débits pluviaux afin d'éviter leur décantation et d'éviter les dépôts, tout en préservant la paroi de la conduite de l'érosion.

Dans le cas d'un réseau d'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées dans une même conduite, il est nécessaire de respecter les conditions d'auto-curage. Une vitesse minimale de 0,6 m/s est requise pour le (1/10) du débit de pleine section, et de 0,3 m/s pour le (1/100) de ce même débit.

Afin d'éviter toute érosion des parois de la canalisation, il est très déconseillé de dépasser 5 m/s de vitesse d'écoulement.

En respectant ces critères, nous assurerons un bon fonctionnement hydraulique de notre réseau.

V.3 Dimensionnement du réseau d'assainissement

V.3.1 Mode de Calcul

Le calcul hydraulique d'un réseau d'assainissement est effectué en prenant en compte les hypothèses suivantes :

- L'écoulement est uniforme à surface libre,
- Le gradient hydraulique de perte de charge est égal à la pente du radier.
- La perte de charge engendrée est une énergie potentielle égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval.

V.3.1.1 Méthodologie de dimensionnement

1. Détermination du débit

L'écoulement dans les collecteurs est calculé par la formule :

$$Q = V \times S \qquad \textbf{[V.1]}$$

Avec :

- S : Section mouillée (m2).
- V : Vitesse d'écoulement (m/s).
- Q : Débit (m3/s).

Pour le dimensionnement de notre réseau, nous utilisons la formule de Manning qui permet de calculer la vitesse :

$$V = K_S . R_h^{\frac{2}{3}} . \sqrt{I} \qquad \textbf{[V.2]}$$

Avec :

- R_h (m) : Rayon hydraulique.
- Ks : Coefficient de rugosité
- I (m/m) : Pente du radier.

$$R_h = \frac{S}{P} = \frac{\pi D^2_{nor}}{4\pi D_{nor}} = \frac{D_{nor}}{4} \qquad \textbf{[V.3]}$$

2. Détermination du diamètre

$$D_{cal} = \left(\frac{3.206 \times Q_t}{ks \times \sqrt{I}}\right)^{\frac{3}{8}} \quad \textbf{[V.4]}$$

Avec :

- Dcal: Diamètre calculé de la conduite en (m).
- Qt : Débit total de chaque tronçon en (m3/s).
- I : Pente hydraulique de chaque tronçon en (m/m).
- Ks : Coefficient de rugosité (ou de Strickler).

3. La vitesse à pleine section V_{ps} :

$$V_{ps} = K_S \times \sqrt{I} \times \left(\frac{D_{nor}}{4}\right)^{\frac{2}{3}} \quad \textbf{[V.5]}$$

4. Le débit à pleine section Q_{ps} :

Après le calcul de vitesse de pleine section, il nous reste seulement le calcul de débit de pleine section, en utilisant la formule suivante :

$$Q_{ps} = V_{ps} \times \frac{\pi {D_{nor}}^2}{4} \quad \textbf{[V.6]}$$

Avec :

- Dnor : Diamètre normalisé de la conduite (m).
- Vps: Vitesse à pleine section (m⁄s) .
- Qps: Débit à pleine section (m3⁄s).

La vitesse moyenne et la hauteur de remplissage dans la conduite sont obtenues à partir des paramètres hydrauliques suivantes :

- ✓ Le rapport de debit : $R_Q = \frac{Q_t}{Q_{ps}}$ **[V.7]**
- ✓ Le rapport de vitesse : $R_V = \frac{V}{V_{ps}}$ **[V.8]**
- ✓ Le rapport de hauteur : $R_H = \frac{H}{D}$ **[V.9]**

- Qt : Débit circulant dans la conduite circulaire (m³/s).
- V : Vitesse d'écoulement de l'eau (m/s).
- H : Hauteur de remplissage dans la conduite (m).
- Qps : Débit à pleine section (m³/s).
- Vps : Vitesse à pleine section (m/s).
- Dnor : Diamètre normalisé de la conduite (mm).

5.Déterminer les vitesses réelles :

$$V = RV \times Vps \quad \textbf{[V.10]}$$

6.Déterminer la hauteur de remplissage :

$$H = RH \times \text{Dnor} \quad \textbf{[V.11]}$$

Observation :

Les dimensions de tous les collecteurs ont été calculées à partir des abaques dans l'annexes, avec une vérification à l'aide de la formule de Manning-Strickler. Afin de faciliter le processus, nous avons procédé au dimensionnement de notre réseau en utilisant un programme Excel qui intègre les formules mentionnées précédemment. En prenant en considération les données géométriques comme les pentes et les longueurs, nous avons ensuite effectué le calcul des diamètres des collecteurs. Les petits diamètres sont prévus en PEHD annelé, tandis que les grands diamètres sont envisagés en béton.

V.4. Résultats du dimensionnement :

Le dimensionnement de tous les collecteurs et la détermination de leur paramètres hydrauliques sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Surface élémentaire -1-

Tronçon	L(m)	débit (L/s)	pente du radier (%)	Dcal (mm)	D(mm)	Pleine section		Rq	Rh	Rv	H (mm)	V (m/s)	V (1/10 Qps) m/s	Condition Auto curage
						Qps (l/s)	Vps (m/s)							
R1-R2	30	22.79	4.50	119.15	315	303.15	3.89	0.07	0.12	0.45	37.8	1.75	0.979	Vérifie
R2-R3	36,9	50.82	4.54	160.69	315	304.71	3.91	0.17	0.23	0.65	72.45	2.54	0.982	Vérifie
R5-R3	40	30.39	0.98	176.64	315	141.83	1.82	0.21	0.26	0.72	81.9	1.31	0.617	Vérifie
R3-R6	15	92.60	1.35	252.63	315	165.99	2.13	0.55	0.53	1.02	166.95	2.17	0.672	Vérifie
R6-R7	40	122.98	1.08	292.98	315	148.85	1.91	0.83	0.7	1.11	220.5	2.12	0.633	Vérifie
R7-R8	40	153.37	3.3	262.79	315	260.29	3.34	0.59	0.55	1.03	173.25	3.44	0882	Vérifie
R8-R9	40	183.76	3	281.23	315	247.82	3.18	0.74	0.64	1.09	201.6	3.47	0.854	Vérifie
R9-R10	37	211.86	4.47	275.27	315	302.37	3.88	0.70	0.62	1.07	195.3	4.15	0.977	Vérifie
R10-R13	23,8	229.94	3.82	292.24	315	279.77	3,59	0,82	0.7	1.11	220.5	3.98	0.926	Vérifie
R13-R14	22	246.65	3.16	311.01	315	254.05	3.26	0.97	0.79	1.13	248.85	3.68	0.989	Vérifie
R14-R15	25,7	266.18	3.6	312.30	315	271.20	3.48	0.98	0.80	1.13	252	3.93	1.036	Vérifie
R15-R16	40	296.56	3.43	328.71	400	501.40	3.99	0.59	0.55	1.03	220	4.11	1.015	Vérifie
R16-R17	40	326.95	3.92	331.98	400	535.32	4.26	0.6	0.56	1.04	224	4.40	1.068	Vérifie
R17-R18	27	347.46	3.79	341.80	400	526.53	4.19	0.65	0.59	1.06	236	4.44	1.055	Vérifie
R18-R19	34	373.28	4.78	336.16	400	591.87	4.71	0.63	0.57	1.05	228	4.94	1.148	Vérifie
R19-R20	32	397.59	4.33	350.64	400	562.97	4.48	0,70	0.62	1.07	248	4.79	1.107	Vérifie
R20-R21	34	423.42	1.15	460.35	500	526.22	2.68	0.80	0.67	1.11	335	2.97	0.783	Vérifie
R21-R22	40,5	454.19	2.33	414.01	500	750.06	3.82	0.60	0.56	1.04	280	3.97	0.987	Vérifie
R22-R23	45,5	488.75	2.33	425.58	500	750.06	3.82	0.65	0.59	1.06	295	4.05	0.987	Vérifie
R32-R33	50	37.98	4	147.53	315	286.01	3.67	0.13	0.19	0.59	59.85	2.17	0.940	Vérifie
R33-R34	40	68.37	4	183.91	315	286.01	3.67	0.24	0.28	0.75	88.2	2.75	0.940	Vérifie
R34-R35	40	98.75	4	211.10	315	286.01	3.67	0.35	0.37	0.87	116.55	3.19	0.940	Vérifie
R35-R36	40	129.14	4	233.45	315	286.01	3.67	0.45	0.47	0.97	148.05	3.56	0.940	Vérifie
R36-R12	31	152.69	4	248.58	315	286.01	3.67	0.53	0.52	1.02	163.8	3.74	0.940	Vérifie
R11-R12	50	37.98	2.24	168	315	202.62	2.60	0.18	0.24	0.67	75.6	1.74	0.779	Vérifie
R12-R37	38	219.53	4	284.84	315	286.01	3.67	0.77	0.66	1.10	207.9	4.04	0.940	Vérifie
R37-R28	34	245.36	4	296.97	315	286.01	3.67	0.86	0.73	1.12	229.95	4.11	0.940	Vérifie
R26-R27	50	37.98	3.1	154.75	315	251.72	3.23	0.15	0.21	0.61	66.15	1.97	0.864	Vérifie
R27-R28	50	75.96	2.1	215.89	315	207.29	2.66	0.37	0.4	0.9	126	2.39	0.764	Vérifie
R28-R38	45	355.51	3	360.19	400	468.73	3.73	0.76	0.65	1.09	260	4.06	0.972	Vérifie
R38-R31	47	391.21	3.94	354.75	400	536.58	4.27	0.72	0.63	1.08	252	4.61	1.070	Vérifie
R29-R30	50	37.98	1.16	191.32	315	154.30	1.98	0.25	0.31	0.79	97.65	1.56	0.645	Vérifie
R30-R31	50	75.96	1.35	234.53	315	166.35	2.13	0.45	0.46	0.96	144.9	2.04	0.672	Vérifie
R31-R39	45	501.36	3.92	389.71	400	535.32	4.26	0.91	0.75	1.12	300	4.77	1.068	Vérifie
R39-R23	50	539.34	4.20	395.38	400	554.17	4.41	0.95	0.77	1.13	308	4.98	1.079	Vérifie

Surface élémentaire -2-

Tronçon	L(m)	débit (L/s)	pente du radier (%)	Dcal (mm)	D(mm)	Pleine section		Rq	Rh	Rv	H (mm)	V (m/s)	V (1/10 Qps) m/s	Condition Auto curage
						Qps (l/s)	Vps (m/s)							
R40-R41	50	49.53	5.20	155.15	315	325.75	4.18	0.15	0.21	0.61	66.15	2.54	1.030	Vérifie
R53-R54	40	39.63	4.72	145.32	315	310.16	3.98	0.12	0.19	0.55	59.85	2.18	0.995	Vérifie
R54-R55	40	79.25	4.12	193.31	315	289.90	3.72	0.27	0.31	0.79	97.65	2.93	0.950	Vérifie
R55-R56	40	118.88	4.81	218.62	315	313.28	4.02	0.37	0.4	0.9	126	3.61	1.02	Vérifie
R56-R57	34,7	153.25	3.30	258.06	315	247.82	3.18	0.61	0.57	1.05	179.55	3.33	0.882	Vérifie
R57-R41	35	187.93	2.99	283.78	315	243.14	3.12	0.77	0.61	1.09	192.15	3.40	0.854	Vérifie
R41-R42	47,7	284.71	5.20	298.93	315	325.75	4.18	0.87	0.73	1.11	229.95	4.63	1.03	Vérifie
R42-R42-1	48	332.26	5.00	315.46	400	604.44	4.81	0,53	0.52	1.01	208	4.85	1.167	Vérifie
R42-1 R44	50	381.80	3.50	359.42	400	506.42	4.03	0.75	0.64	1.08	256	4.35	1.026	Vérifie
R45-R44	50	49.53	4.85	157.22	315	277.23	3.92	0.18	0.29	0.75	91.35	2.93	1.05	Vérifie
R44-R46	34	465.01	3.00	398.35	400	468.72	3.73	0.99	0.8	1.13	320	4.21	0.972	Vérifie
R46-R47	34	498.69	3.00	408.93	500	850.19	4.33	0.58	0.55	1.03	275	4.45	0.972	Vérifie
R48-R47	50	49.53	5.71	152.45	315	341.33	4.38	0.14	0.2	0.6	63	2.62	1.065	Vérifie
R47-R49	47,5	595.28	3.00	437.01	500	850.19	4.33	0.7	0.62	1.07	310	4.63	1.079	Vérifie
R49-R50	48	642.83	3.50	437.99	500	916.95	4.67	0.7	0.62	1.07	310	4.99	1.142	Vérifie
R51-R50	50	49.53	4.56	159.02	315	338.82	4.34	0.46	0.47	0.97	148.05	4.20	0.984	Vérifie
R50-R52	45	736.95	4.60	436.83	500	1052.43	5.36	0.7	0.62	1.07	310	5.73	1.265	Vérifie
R52-R25	44,3	780.83	4.60	446.55	500	1052.43	5.36	0.74	0.64	1.08	320	5.78	1.265	Vérifie
R23-R24	50	1077.62	2.3	573.82	630	1377.82	4.42	0.78	0.67	1.10	422.1	4.86	1.071	Vérifie
R24-R25	46	1123.19	2.3	582.81	630	1377.82	4.42	0.81	0.69	1.11	434.7	4.90	1.071	Vérifie
R25-DVO2	10	1913.93	2.2	792.68	800	2548.45	5.07	0.75	0.65	1.09	520	5.50	0.985	Vérifie

Surface élémentaire -3-

Tronçon	L(m)	débit (L/s)	pente du radier (%)	Dcal (mm)	D(mm)	Pleine section		Rq	Rh	Rv	H (mm)	V (m/s)	V (1/10 Qps) m/s	Condition auto curage
						QDS (l/s)	VDS (m/s)							
R58-R59	50	47.86	1.48	193.95	315	153.57	2.16	0.31	0.38	0.88	115	1.92	0.683	Vérifie
R59-R60	50	95.71	1.14	264.01	315	152.74	1.96	0.62	0.57	1.05	179.55	2.06	0.642	Vérifie
R60-R61	23	117.73	0.83	302.82	315	130.14	1.67	0.90	0.74	1.12	233.1	1.87	0.653	Vérifie
R61-R62	23	139.74	1.04	309.55	315	145.73	1.87	0.95	0.77	1.13	242.55	2.11	0.695	Vérifie
R62-R63	35	173.24	2	296.81	315	202.48	2.59	0.85	0.71	1.11	223.65	2.87	0,753	Vérifie
R63-R64	33	204.82	1.18	348.91	400	294.05	2.34	0.69	0.61	1.07	244	2.50	0.721	Vérifie
R64-R65	20	223.96	2.30	318.36	400	409.66	3.26	0.55	0.53	1.02	212	3.32	0.888	Vérifie
R65-R66	35	257.46	3.02	318.74	400	469.98	3.74	0.55	0.53	1.02	212	3.81	0.974	Vérifie
R66-R67	36,7	292.59	2.68	341.98	400	442.33	3.52	0.65	0.58	1.05	232	3.70	0.935	Vérifie
R67-R68	21	312.69	3.00	343.27	400	468.72	3.73	0.66	0.59	1.06	236	3.95	0.972	Vérifie
R68-R69	21	332.79	2.74	357.41	400	447.36	3.56	0.75	0.65	1.09	260	3.88	0.942	Vérifie
R69-R70	40	371.07	2.20	387.94	400	400.86	3.19	0.93	0.76	1.12	304	3.57	0.885	Vérifie
R70-R71	40	409.36	2.46	394.24	400	423.48	3.37	0.95	0.77	1.13	308	3.80	0.908	Vérifie
R71-R72	38	445.73	2.41	408.51	500	762.04	3.88	0.58	0.55	1.03	275	3.99	1.08	Vérifie
R73-R74	34	32.54	3	146.01	315	247.82	3.18	0.13	0.20	0.60	63	1.91	0.854	Vérifie
R74-R75	33	64.13	3	189.50	315	247.82	3.18	0.25	0.30	0.77	94.5	2.45	0.854	Vérifie
R75-R76	34	96.67	3	221.03	315	247.82	3.18	0.40	0.43	0.93	135.45	2.95	0.854	Vérifie
R76-R77	54,5	148.83	3	259.85	315	247.82	3.18	0.60	0.56	1.04	176.4	3.30	0.854	Vérifie
R77-R78	27	174.67	3	275.93	315	247.82	3.18	0.70	0.62	1.07	195.3	3.40	0.854	Vérifie
R78-R72	26	199.56	2.53	299.48	315	227.55	2.92	0.87	0.72	1.12	226.8	3.27	0.809	Vérifie
R72-R79	49	692.19	2.5	478.52	500	775.58	3.95	0.89	0.73	1.12	365	4.42	1.12	Vérifie
R79-R80	25	716.11	1.43	538.17	630	1084.80	3.48	0.65	0.58	1.05	365.4	3.65	0.908	Vérifie
R80-R81	25	740.04	2	511.63	630	1285.70	4.12	0.57	0.54	1,03	340.2	4.24	1.19	Vérifie
R82-R83	50	47.86	2.63	174.05	315	231.45	2.97	0.20	0.21	0.70	66.15	2.08	0.819	Vérifie
R83-R84	50	95.71	2.23	232.80	315	213.53	2.74	0.45	0.46	0.96	144.9	2.63	0.778	Vérifie
R84-R81	49,5	143.09	4.80	234.45	315	313.28	4.02	0.45	0.46	0.96	144.9	3.85	1.01	Vérifie

Surface élémentaire -4-

Tronçon	L(m)	débit (L/s)	pente du radier (%)	Dcal (mm)	D(mm)	Pleine section		Rq	Rh	Rv	H (mm)	V (m/s)	V (1/10 Qps) m/s	Condition Auto curage
						Qps (l/s)	Vps (m/s)							
R85-R86	22,5	14.59	2.08	116.49	315	206.51	2.65	0.07	0.12	0.45	37.8	1.19	0.762	Vérifie
R86-R87	40	40.53	4.11	150.40	315	289.90	3.72	0.13	0.20	0.6	63	2.23	0.949	Vérifie
R87-R88	30,2	60.11	4	175.25	315	286.01	3.67	0.21	0.27	0.72	85.05	2.64	0.940	Vérifie
R88-R89	27,5	77.95	3.24	200.97	315	257.17	3.30	0.30	0.34	0.82	107.1	2.71	0.876	Vérifie
R89-R90	40	103.88	3.53	220.25	315	268.86	3.45	0.38	0.4	0.9	126	3.11	0.901	Vérifie
R90-R91	45	133.06	3.67	239.92	315	273.53	3.51	0.48	0.48	0.98	151.2	3.44	0.913	Vérifie
R91-R92	49	164.84	4.31	252.27	315	296.91	3.81	0.55	0.53	1.03	166.95	3.92	0.965	Vérifie
R92-R93	30	186.23	4.23	265.01	315	293.80	3.77	0.63	0.57	1.05	179.55	3.95	0.958	Vérifie
R93 R94	25	202.42	3.21	287.94	315	256.39	3.29	0.78	0.61	1.10	192.15	3.62	0.874	Vérifie
R121-R122	29	18.81	4.15	99.5	315	291.46	3.74	0.07	0.12	0.45	37.8	1.68	0.952	Vérifie
R122-R123	29	37.61	2.26	144.54	315	215.08	2.76	0.17	0.22	0.64	69.3	1.77	0.781	Vérifie
R123-R124	29	56.42	2.26	168.28	315	215.08	2.76	0.26	0.31	0.78	97.65	2.15	0.781	Vérifie
R124-R125	29	75.22	3.61	171.68	315	271.97	3.49	0.26	0.31	0.78	97.65	2.72	0.908	Vérifie
R125-R126	24,5	91.11	2.59	196.33	315	229.89	2.95	0.39	0.41	0.91	129.15	2.68	0.815	Vérifie
R127-R128	50	32.42	3.61	141.72	315	271.97	3.49	0.12	0.18	0.58	56.7	2.02	0.908	Vérifie
R128-R129	37	56.42	3.33	177.11	315	261.06	3.35	0.21	0.27	0.72	85.05	2.41	0.884	Vérifie
R129-R126	33,7	78.27	3.13	202.58	315	253.27	3.25	0.31	0.35	0.83	110.25	2.69	0.866	Vérifie
R126-R130	38,2	194.15	1.96	310.94	315	200.28	2.57	0.96	0.78	1.13	245.7	2.90	0.843	Vérifie
R130-R131	38,2	218.92	1.96	325.26	400	378.24	3.01	0.57	0.57	1,03	179.55	3.10	0.890	Vérifie
R131-R94	38,3	243.76	1.42	359.73	400	321.69	2.56	0.75	0.64	1.09	201.6	2.79	0.762	Vérifie

Surface élémentaire -5-

Tronçon	L(m)	débit (L/s)	pente du radier (%)	Dcal (mm)	D(mm)	Pleine section		Rq	Rh	Rv	H (mm)	V (m/s)	V (1/10 Qps) m/s	Condition Auto curage
						Qps (l/s)	Vps (m/s)							
R94-R95	43	487.32	4.21	380.45	400	555.43	4.42	0.87	0.73	1.11	292	4.90	1.096	Vérifie
R95-R96	44	535.36	4.48	389.54	400	573.02	4.56	0.93	0.76	1.12	304	5.10	1.121	Vérifie
R96-R97	35	560.64	4.22	401.34	500	1007.27	5.13	0.55	0.53	1.02	265	5.23	1.224	Vérifie
R97 R98	25	584.17	2.59	446.05	500	789.32	4.02	0.74	0.64	1.08	320	4.34	1.024	Vérifie
R132-R133	30	32.76	2.27	155.21	315	215.08	2.76	0.15	0.21	0.61	66.15	1.68	0.782	Vérifie
R133-R134	30	65.51	3.68	183.84	315	274.31	3.52	0.23	0.28	0.75	88.2	2.64	0.914	Vérifie
R134-R135	30	98.27	3.91	211.62	315	282.89	3.63	0.34	0.37	0.85	116.55	3.08	0.933	Vérifie
R135-R136	30	131.03	4.02	234.50	315	286.78	3.68	0.45	0.47	0.97	148.05	3.56	0.942	Vérifie
R136-R137	27,8	161.38	4.45	248.77	315	301.59	3.87	0.53	0.52	1.02	163.8	3.94	0.975	Vérifie
R137-R138	32	196.32	5.00	261.96	315	319.51	4.10	0.61	0.57	1.04	179.55	4.26	1.016	Vérifie
R138-R139	30	229.08	4.80	279.70	315	313.28	4.02	0.73	0.63	1.08	198.45	4.34	1.01	Vérifie
R139-R140	30	261.84	4.80	294.07	315	313.28	4.02	0.83	0.7	1.11	220.5	4.46	1.01	Vérifie
R140-R141	30	294.59	4.80	307.36	315	313.28	4.02	0.94	0.77	1.13	242.55	4.54	1.150	Vérifie
R141-R98	34	331.72	5.69	311.26	315	328.22	4.34	1.01	0.83	1.14	261.45	4.94	1.225	Vérifie
R98-R99	35	954.10	4.14	491.01	500	997.45	5.08	0.95	0.78	1.13	390	5.74	1.216	Vérifie
R99-R100	35	992.32	4.31	494.55	500	1019.05	5.19	0.97	0.79	1.13	395	5.86	1.234	Vérifie
R100-R101	34,4	1029.88	3.24	529.05	630	1633.43	5.24	0.63	0.58	1.05	365.4	5.50	1.215	Vérifie
R101-R102	25	1057.18	1.92	589.34	630	1259.36	4.04	0.83	0.70	1.11	441	4.48	1.04	Vérifie
R142-R143	28,8	31.45	4.04	121.21	315	287.56	3.69	0.11	0.17	0.57	53.55	2.10	0.943	Vérifie
R143-R144	28,8	62.89	4.54	153.78	315	304.71	3.91	0.20	0.26	0.70	81.9	2.73	0.982	Vérifie
R144-R145	28,8	94.34	4.30	180.87	315	296.13	3.80	0.32	0.35	0.83	110.25	3.15	0.964	Vérifie
R145-R146	28,8	125.79	4.33	227.74	315	297.69	3.82	0.42	0.44	0.94	138.6	3.59	0.966	Vérifie
R146-R147	29	157.45	4.95	241.61	315	317.95	4.08	0.49	0.49	0.98	154.35	3.98	1,012	Vérifie
R148-R149	31,2	34.07	4.18	140.47	315	292.24	3.75	0.12	0.18	0.57	56.7	2.13	0.954	Vérifie
R149-R147	31	67.92	4.43	159.01	315	300.81	3.86	0.23	0.27	0.72	85.05	2.77	0.974	Vérifie
R147-R150	26,6	254.41	4.26	297.50	315	295.35	3.79	0.86	0.72	1.12	226.8	4.24	0,961	Vérifie
R150-R107	26,6	283.45	3.84	316.51	400	530.52	4.22	0.53	0.52	1.02	208	4.30	1.060	Vérifie
R111-R110	35	38.22	3.37	134.92	315	262.62	3.37	0.14	0.20	0.6	63	2.02	0.888	Vérifie
R110-R109	35	76.43	3.16	200.43	315	254.05	3.26	0.30	0.34	0.83	107.1	2.70	0.869	Vérifie
R109-R108	35	114.65	3.37	230.55	315	262.62	3.37	0.43	0.45	0.95	141.75	3.20	0.888	Vérifie
R108-R107	36	153.96	1.41	303.20	315	169.88	2.18	0.90	0.74	1.12	233.1	2.44	0.760	Vérifie
R107-R106	45	486.55	2.77	411.28	500	816.81	4.16	0.60	0.56	1.04	280	4.32	1,049	Vérifie
R106-R105	45	535.68	3.07	418.24	500	860.01	4.38	0.62	0.57	1.05	285	4.60	1.088	Vérifie
R105-R104	45	584.82	3.07	432.24	500	860.01	4.38	0.68	0.60	1.06	300	4.64	1.088	Vérifie
R104-R103	20	606.65	3.07	438.22	500	860.01	4.38	0.70	0.62	1.07	310	4.68	1.088	Vérifie
R103 R102	20	627.94	3.07	443.92	500	860.01	4.38	0.73	0.64	1.08	320	4.73	1.088	Vérifie
R102-DVO1	20	1691.13	2.37	752.62	800	1980.46	3.94	0.85	0.71	1.11	568	4.37	1.249	Vérifie

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous effectuons le calcul des dimensions des collecteurs. Le diamètre du collecteur est calculé en fonction du débit des eaux usées et des eaux pluviales. Nous avons effectué la vérification de la vitesse et du débit de l'auto-curage afin d'assurer le bon fonctionnement du réseau d'assainissement.

CHAPITRE VI

Ouvrages et éléments du réseau d'égout

Introduction :

L'objectif du réseau d'assainissement est de recueillir les eaux usées et pluviales, préservant ainsi le milieu naturel.

Les composants d'un réseau d'égout doivent garantir le bon fonctionnement de ce dernier.

On peut distinguer les ouvrages principaux qui forment le corps du réseau et les ouvrages annexes qui assurent une utilisation efficace du réseau.

VI-1 Les ouvrages principaux :

Les ouvrages principaux incluent les ouvrages qui permettant de drainer les effluents vers le point de rejet ou la station d'épuration, telles que les conduites et les joints.

VI.1.1. Canalisations :

La canalisation d'assainissement est un tuyau qui fait partie d'un réseau d'assainissement et qui permet de transporter les eaux usées et les eaux pluviales entre deux points de raccordement.

VI.1.1.1. Type de canalisation :

a. Conduites en béton non armé :

Aucune armature ou fibre d'acier n'est utilisée pour le renforcement du tuyau. Il ne faut pas que la longueur utile dépasse 2,50m. Ces types de tuyaux se rompent brusquement, sauf si la hauteur de recouvrement est insuffisante.

b. Conduites en béton armé :

La structure d'un tuyau est renforcée par des armatures composées d'une ou plusieurs cages d'acier, placées de manière adéquate pour faire face aux contraintes de traction dans la paroi du tuyau.

c. Tuyaux en fibre ciment :

Les tuyaux et les raccords en amiante-ciment sont fabriqués à partir d'un mélange de ciment Portland et d'amiante en fibre mélangé à l'eau. Les canalisations de ce type sont disponibles en deux versions en fonction du mode d'assemblage : à emboîtement ou sans emboîtement, avec deux bouts lisses. Les diamètres sont compris entre 60 et 500 mm, avec des longueurs allant de 4 à 5 mètres. Les joints ne sont fabriqués que du type préformé

d. Conduites en chlorure de polyvinyle (P.V.C) :

Les canalisations en PVC, qui sont couramment utilisées depuis plus de 50 ans, jouent un rôle essentiel dans le domaine du bâtiment et des travaux publics.
La fabrication de ces tuyaux est conforme à la norme 1452 : Canalisations en plastique pour l'alimentation en eau, pour les branchements et les collecteurs d'assainissement enterrés et aériens à pression.

VI.1.1.2. Critères de choix du matériau de la conduite :

Pour sélectionner les différents types de conduites, il est essentiel de prendre en compte :

- ✓ De la pente du terrain.
- ✓ Le diamètre à utiliser.
- ✓ De la nature de la terre traversée.
- ✓ De la composant des eaux usées.
- ✓ Des contraintes externes causées par le remblai et les diverses charges auxquelles les canalisations sont exposées.

VI-2 Les ouvrages annexes :

Les ouvrages annexes occupent une place essentielle dans la gestion efficace des réseaux d'égout. Ils sont variés et remplissent une multitude de fonctions, notamment : la collecte des effluents, l'accès au réseau pour en faciliter l'entretien, ainsi que l'optimisation économique du système en réduisant les surdimensionnements et en maîtrisant les coûts

Pour notre réseau, il est essentiel de mettre en place et de dimensionner certains ouvrages essentiels pour assurer le bon fonctionnement du réseau, en particulier pendant les périodes de fortes précipitations : Ces ouvrages sont classés en deux catégories :

- ✓ Les ouvrages normaux.
- ✓ Les ouvrages spéciaux.

VI.2.1. Les ouvrages normaux :

VI.2.1.1. Les branchements :

Ce sont des ouvrages qui doivent garantir une hygiène accrue pour la maison. Il est nécessaire d'équiper ces branchements de dispositifs étanches et de conduites capables de supporter la pression causée par la différence de niveau mesurée depuis le niveau de la voie publique.

Le tracé de la conduite de branchement de service doit respecter une pente d'environ 3 %, ce qui permet un écoulement efficace avec un rinçage interne de la conduite. Son diamètre minimal doit être de 200 mm

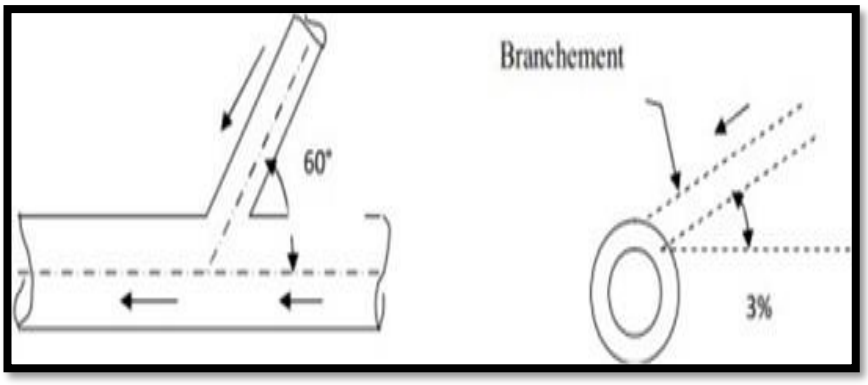


Figure VI-1 : point de raccordement avec inclination

Source : polycopie de Mr. Salah B

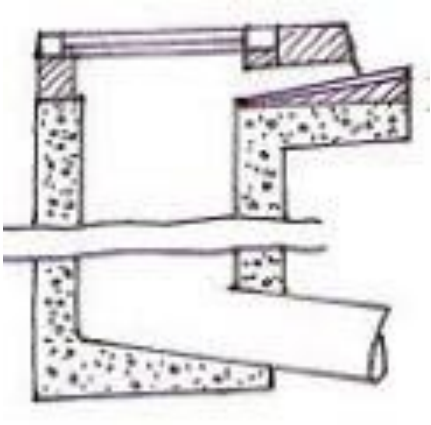
VI.2.1.2. Les caniveaux :

Le but des caniveaux est de collecter les eaux pluviales qui ruissellent sur le profil transversal de la chaussée et des trottoirs, puis de les acheminer vers les bouches d'égout.

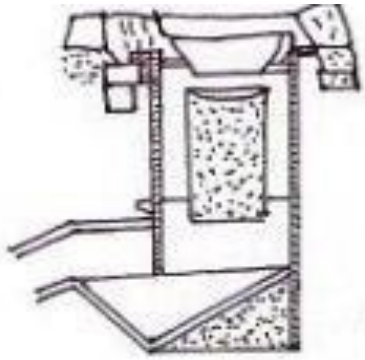
VI.2.1.3. Les bouches d'égout :

Les bouches d'égout servent à recueillir les eaux de surface (pluviales et de l'eau de lavage des chaussées). En général, elles sont placées au bas des caniveaux, que ce soit sur le trottoir

ou dans la chaussée. En moyenne, la distance entre les deux bouches d'égout est de 50 mètres.



FigureVI-2 : bouche d'égout (Absorption par le cote latéral).



FigureVI-3 : bouche d'égout (Absorption par le haut)

Notation ; Dans notre cas, nous optons pour une bouche d'égout avec une absorption par le haut.

VI.2.1.4. Les regards :

Les regards sont des fenêtres par lesquelles le personnel d'entretien entre pour fournir un service et une surveillance du réseau. Ils contribuent également à l'aération du réseau. La localisation et la distance entre deux regards sont influencées par la topographie du site et la nature des ouvrages.

Les regards doivent être installés :

- ✓ A chaque changement de direction
- ✓ Aux points de jonction de canalisation.
- ✓ Aux points de chute d'eau.
- ✓ Aux ponts du changement de pente.

VI.2.1.4.1 Type de regards : [7]

1. **Regard de visite :**

Ce sont spécialement conçus pour assurer un entretien régulier et un curage des canalisations, tout en garantissant une ventilation de ces derniers.

2. **Regard de ventilation**

Ce sont des regards utilisés pour éviter la fermentation et la formation de sulfure d'hydrogène gazeux.

3 Regard simple

Ce sont des regards qui servent à relier des collecteurs de même diamètre

4. **Regard de jonction**

On utilise ces regards afin de relier deux collecteurs de la même ou de différents diamètres

5. **Regard de chute**

Les regards de chute sont utilisés en pour dissiper l'énergie en partie localisée, surtout lorsque le terrain d'une agglomération est accidenté.

Observation :

Pour notre projet, nous avons opté pour des regards simples afin de raccorder les collecteurs d'assainissement de diamètres similaires ou de diamètres différents dans les zones où le terrain est plat. Dans les zones accidentées nous avons utilisé Des regards de chute afin de gérer la pente.

VI.2.2. Les ouvrages spéciaux :

VI.2.2.1. Les déversoirs d'orage :

Un déversoir est un ouvrage qui permet d'évacuer les débits d'orage exceptionnels, sont objectif est de décharger le réseau d'une certaine quantité d'eaux pluviales et d'aider à économiser le cout de projet en réduisant le réseau aval.

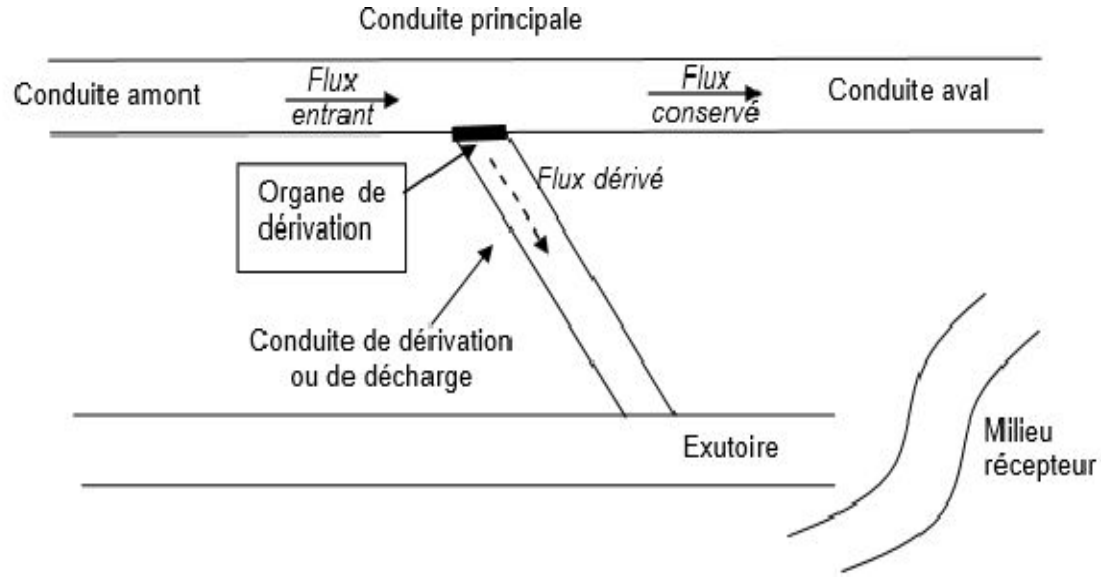


Figure VI.4: Représentation schématique d'un déversoir d'orage.

(Source : mémoire de Seddiki 2019)

VI.2.2.2. Emplacement des déversoirs d'orage :

Il est nécessaire de prendre en compte ces consignes avant l'emplacement du déversoir d'orage :

- ✓ Le régime d'écoulement dépend du niveau d'eau dans la canalisation, tant en amont qu'en aval
- ✓ La topographie de la zone d'étude et les variations des pentes influencent directement le tracé et le fonctionnement des canalisations
- ✓ La capacité de la station d'épuration pour éviter le mauvais fonctionnement et les surcharges.

VI.2.2.3. Types de déversoirs :

- ✓ Déversoir à seuil latéral

- ✓ Déversoir d'orage à ouverture du fond
- ✓ Déversoir à seuil frontal.
- ✓ Déversoir à seuil haut.
- ✓ Déversoir à seuil bas.
- ✓ Déversoir by-pass.

VI.2.2.4. Choix du type de déversoir :

Le type de déversoir doit être sélectionné en fonction des caractéristiques de la topographie et des débits d'eau dans la zone d'installation, afin d'assurer un bon fonctionnement du déversoir en toutes conditions hydrauliques.

Dans notre projet et suite à l'étude de site, nous avons utilisé un déversoir d'orage de type latéral.

VI.2.2.5. Dimensionnement du déversoir d'orage :

A. Mode de calcul :

1- Détermination du débit total Qt :

$$Q_t = Q_{pl} + Q_{usé} \quad \textbf{[VI.1]}$$

2- Détermination du débit critique :

$$Q_{cr} = Q_t \times \left(1 - \frac{tc}{100}\right) \quad \textbf{[VI.2]}$$

Tc : temps de concentration évalué en fonction de la nature et la structure de la surface a drainé.

Q_{cr}: Le débit critique se compose du débit déversé :Qdev et du débit allant vers la STEP : Qstep

$$Q_{cr} = Q_{dev} + Q_{step} \quad \textbf{[VI.3]}$$

3- Détermination du débit de la STEP : Qstep

$$Q_{step} = Q_{pte} \times d \quad \textbf{[VI.4]}$$

d : représente la dilution.

4. Détermination des hauteurs d'eau correspondant aux débits a l'amont du déversoir :

-calcule les paramètres : RQ (step), RV (step) et Rh (step) & RQ (cr), RV (cr) et Rh (cr) et après on tire hstep et hcr .

5. On calcule la valeur de la lame déversée (Hdev = Htcr - Hstep).

6. On calcule la largeur du seuil, déversant (L).

A.1. Dimensionnement du premier déversoir d'orage latéral :

Les données de base sont les suivantes :

- Diamètre d'entrée : De = 800 mm.
- Débit total à l'entrée : Qt =1.914 m3/s.
- Débit du temps sec : Qts= 0.088 m³/s.
- Débit à pleine section : Qps =2.548 m3/s

A.1.1. Calcul du temps de concentrations :

Il s'agit du temps nécessaire pour qu'une goutte de pluie atteigne l'exutoire du bassin ou le déversoir d'orage à partir du moment où la précipitation commence. Ce délai se décompose en trois temps différentes :

$$Tc=tc1+tc2+tc3 \quad \textbf{[VI.5]}$$

Pour notre cas, on a une agglomération urbanisée alors le temps de concentration sera donné comme suit :

$$Tc=tc1+tc2$$

$\mathbf{t_1}$: Temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations

$$t_1 = \frac{L}{60 \times V} \quad \textbf{[VI.6]}$$

- L : Longueur totale du collecteur le plus long (m) du R5 au DO
- V : Vitesse moyenne, obtenue en additionnant les vitesses de chaque tronçon et en divisant le total par le nombre de tronçons (m/s)

t2 : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement, il est varié de 2 à 20 minutes. (En prend t2=10 min)

$$Tc=tc1+tc2 = \frac{749.4}{60 \times 3.7} + 10 = 13.37 \text{ min}$$

A.1.2. Calcul du coefficient de retardement :

Le coefficient de retardement est utilisé pour réduire les débits pluviaux, ce qui peut être pris en compte lors du dimensionnement des déversoirs d'orage

$$Z = 1 - \left(\frac{t_c}{100}\right) = 0.86 \quad \textbf{[VI.7]}$$

A.1.3. Calcul du débit critique :

$$Q_{cr} = Q_t \times \left(1 - \frac{tc}{100}\right) = 1.914 \times 0.86 = 1.646 \text{ m3/s.}$$

A.1.4. Calcul du débit STEP :

$$Qstep = Qpte \times d = 0.088 \times 3 = 0.264 \text{ m3/s.}$$

A.1.5. Calcul du débit déversé :

$$Qdev = Qcr - Qstep \rightarrow Qdev = 1.646 - 0.264 = 1.38 \text{ m3/s}$$

A.1.6. Détermination des hauteurs d'eau correspondant aux débits en amont du déversoir

RQstep = Qstep / Qps → d après Abaque → RH = Hstep / D → Hstep = RH* D

RQstep = Qstep / Qps = 0.264 /2,548 = 0.11 , RH = 0.16

Donc : Hstep = 0.16 * 0.8 = 0.13 m

A.1.7. Calcul de la hauteur déversant :

$$Hdév = H – Hstep$$

RQ = Qcr/ Qps = 1.65 / 2.55 = 0.65 → RH = 0.58.

D'où : H = RH × D = 0.58 × 0.8 = 0.46 m

Donc : Hdév = H – Hstep = 0.46 - 0.13 = 0.33 m

A.1.8. La longueur du seuil déversant :

On applique la formule de BAZIN :

$$Qdev = m \times L \times hdev \times \sqrt{2 \times g \times h_{dev}}$$

Avec :

m : coefficient de débit en fonction de type de déversoir

- m= 0.44 : déversoir frontale.
- m<0.4 : déversoir latérale.

Pour notre cas : déversoir lateral m=0.33.

L : longueur du seuil.

hdev : à la hauteur d'eau déversée par le déversoir.

g : pesanteur = 9.81 m/s2

Donc :

$$L = \frac{Q_{dev}}{(m \times h_{dev} \times \sqrt{(2 \times g \times h_{dev})})}$$

AN :

$$L = 3.32 \text{ m}$$

VI-3 bassin de décantation :

VI.3.1. Introduction :

Le bassin de décantation est un élément important du prétraitement des eaux usées avant leur rejet final. Les réseaux de collecte des eaux usées transportent divers éléments, tels que des déchets grossiers, des sables, des argiles et des graisses flottantes. Si ces éléments étaient directement rejetés, ils pourraient perturber et polluer l'environnement naturel. C'est pourquoi les prétraitements sont essentiels pour éliminer une grande partie des matières en suspension, notamment les sables et les déchets solides.

Grâce à des mécanismes de stockage de sédiments, le bassin de décantation facilite la séparation et l'élimination des graviers, du sable ou des particules minérales.

Il a pour but d'éviter ces particules ne se déversent dans les installations et de protéger le milieu naturel contre la contamination due aux déchets solides. Ainsi, il garantit une phase essentielle de prétraitement avant que les eaux résiduaires ne continuent leur traitement par la suite.

Observation

En raison de la présence de deux flux (surface élémentaire 4 et 5), il est nécessaire de déverser les eaux usées dans un environnement naturel proche. Pour respecter les normes et réglementations en matière de déversement des eaux usées, un bassin de décantation doit être construit pour permettre la décantation des eaux usées. Ce processus essentiel les rend conformes aux exigences nationales et adaptées à un déversement sécurisé dans l'environnement naturel.

VI.3.1.1. Dimensionnement du bassin de décantation

Le bassin de décantation est conçu de façon à faciliter la sédimentation des particules, en particulier du sable et des débris solides qui entrent dans le bassin. L'inégalité suivante doit être vérifiée pour garantir une sédimentation efficace :

$$L / H \leq Ve / Vs \qquad \textbf{[VI .8]}$$

Où :

- **Ve** : Vitesse horizontale (la vitesse d'écoulement se situe généralement entre 0.2 et 0.5 m/s).
- **Vs** : Vitesse de sédimentation (dans la plage de 40 à 70 m3/m2/h).

- **L** : Longueur du bassin.
- **H** : Profondeur du bassin.

Il est recommandé de respecter le rapport L/H compris entre 5 et 10 pour optimiser la sédimentation.

Le temps de séjour dans le bassin de décantation varie généralement entre 5 à 20 minutes lors des débits de pointe.

La profondeur du bassin (H) est habituellement maintenue entre 1 à 2.5 mètres.

On prend:

- Ve = 0.5 m/s.
- Vs = 50 ($m^3/m^2/h$) =0.014m /s.
- H = 1.5 m
- ts = 10 minute
- L/H = 7

- **Volume du bassin**

$$V=Qptp\times ts \qquad [VI .9]$$

Avec :

Qptp : Le débit de conservé dans le bassin. (10% du Q.Totatl rejeté).

Donc : Qptp =10 % x 1914 l/s = 191.4 l/s = 0.1914 m3/s

V = 0.1914 × 10 × 60 = 114.84 m3

- **La surface horizontale**

On a : H=1,5m.

La surface horizontale Sh sera :

$$S_h = \frac{V}{H} = \frac{114.84}{1.5} = 76.56\ m2$$

- **La longueur**

L/H = 7 D'où L = 7 × 1.5 = 10.50 m

- **La largeur**

$$S_h = L \times I = 76.56\ \ m2$$

D ou $I = \frac{S_h}{L} = \frac{76.56}{10.5} = 7.30\ m$

Tableau VI-1 : Dimensionnement de bassin de décantation.

Designation	Unités	Quantité
Volume (V)	m^3	114.84
Surface horizontale (Sh)	m^2	76.56
Hauteur (H)	m	1.5
Largeur	m	10.5
Longueur	m	7.30
Temps de séjour par temps de pluie	min	10

Conclusion :

Au cours de ce chapitre, nous avons étudié les différents équipements qui sont intégrés dans le réseau d'assainissement. Ces ouvrages jouent un rôle important dans l'efficacité hydraulique du système, l'économie des ressources et la simplicité d'exploitation.

Nous avons utilisé des regards de visite pour facilite l'entretien du réseau et des regards de chute afin d'assurer la régulation de la pente dans les terrains à forte pente.

CHAPITRE VII

Organisation du chantier

Introduction :

Un ingénieur doit être capable d'évaluer le volume des tâches des différents éléments des structures élaborées et de connaître les méthodes, les ressources et l'organisation nécessaires à leur réalisation. Les travaux de terrassement, de génie civil et d'installation d'équipements techniques sont essentiels pour l'installation d'un système d'assainissement. Dans cette partie, nous allons évaluer le volume totale de tâches à effectuer ainsi que le coût global de notre projet.

VII.1. Exécution des travaux :

Les étapes principales pour la pose des canalisations sont les suivantes :

- ✓ Inspection et gestion des conduites.
- ✓ Décapage de la couche végétale.
- ✓ Emplacement des jalons des piquets.
- ✓ Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- ✓ Aménagement du lit de pose.
- ✓ Installation des canalisations en tranchée.
- ✓ Montage des tuyaux
- ✓ Réalisation des tests d'étanchéité pour les conduites et les joints
- ✓ Construction des regards.
- ✓ Remblai des tranchées.

VII.1.1. Manutention et stockage des conduites :

Pour protéger les conduites lors du transport, il est essentiel d'éviter les chocs, notamment au niveau des extrémités, et de prévenir tout déchargement brutal au sol

Il faut suivre les consignes suivantes pour le stockage du matériel :

- ✓ Il faut que la zone de stockage doive être plane et bien nivelée
- ✓ Les accessoires et les conduites doivent être protégés du soleil.
- ✓ Protéger les conduites des produits chimiques, des solvants et des huiles

VII.1.2. Décapage de la couche de terre végétale :

C'est une étape initiale, qui implique l'élimination de la couche superficielle du sol (les dix (10) premiers centimètres de la surface) composée essentiellement de matière végétale.

VII.1.3 Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards :

- **Largeur du tranché :**

La largeur de la tranchée doit être au minimum égale au diamètre extérieur de la conduite, avec une sur-largeur de 30 cm de chaque côté

La largeur de la tranchée est calculée selon la formule suivante :

$$B = D + (2 \times c) \qquad \textbf{[VII.1]}$$

Avec :
-B : largeur de la tranchée en (m).
-D : diamètre de la conduite en (m).
-c : largeur entre conduite et parois de tranché

- **Profondeur du tranché** :

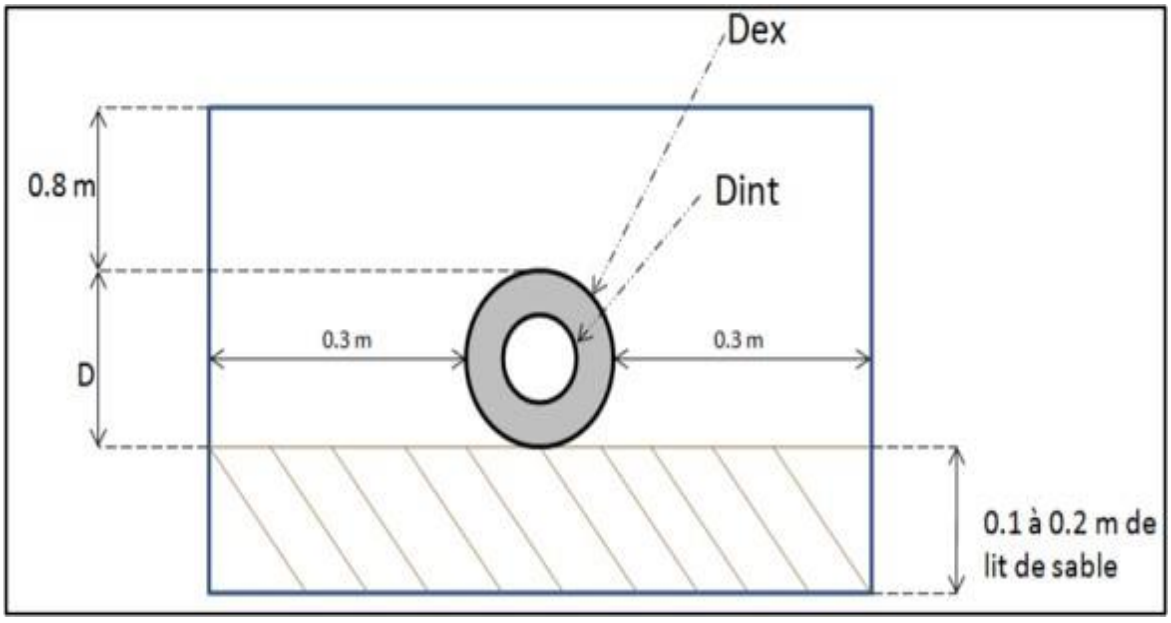
La profondeur est donnée par la formule suivante :

$$H = e + D + h \qquad \textbf{[VII.2]}$$

Avec :
H : profondeur de la tranchée en (m).
e : épaisseur de lit de sable en (m), e = 10 cm.
D : diamètre de la conduite en (m).
h : la hauteur du remblai au-dessus de la conduite en (m).

VII.1.4. Aménagement du lit de sable :

On posera les conduites sur un lit de sable d'une épaisseur d'au moins 10 cm. Celui-ci sera parfaitement nivelé en fonction des côtes du profil en long. Il est nécessaire que le sable utilisé pour la pose soit composé d'au moins 12% de particules inférieures à 0,1mm.



Figures VII.1 : Pose du lit de sable

VII.1.5. Emplacement des jalons des piquets :

Les jalons des piquets doivent être installés à chaque emplacement de regard, à chaque changement de direction ou de pente, ainsi qu'à chaque branchement ou jonction de canalisation, conformément aux tracés du plan de masse

VII.1.6. La mise en place des canalisations en tranché :

Durant la pose de canalisation, il faut vérifier ces règles :

- Il est déconseillé de poser les tuyaux sur des tasseaux qui concentrent les efforts d'écrasement et les font travailler en flexion longitudinale.
- Il est important de réaliser un fond de fouille bien droit pour que les tuyaux y reposent sur toute leur longueur. Lorsque les tuyaux sont à emboîtement par collet extérieur,
- Il est nécessaire de creuser le fond de fouille de manière à éviter que les collets ne reposent sur le sol.
- Il est également important de placer les tuyaux sur des fouilles sèches et d'éliminer tous les points durs du fond des fouilles si le est sol rocheux,
- Il est recommandé d'approfondir la fouille de 15 à 20 cm et de confectionner un lit de pose bien damé avec des matériaux pulvérulents

VII.1.7. Construction des regards :

En général, les regards ont une forme carrée. Les dimensions des regards diffèrent selon les collecteurs, leur profondeur et leur épaisseur diffèrent d'un regard à l'autre. Ces regards sont fabriqués sur place en béton armé, mais il est possible d'avoir des regards préfabriqués.

Les étapes d'exécution d'un regard sont les suivantes :

- ✓ Nivellement du fond du regard
- ✓ Exécution de la couche du béton de propreté
- ✓ Ferraillage du radier de regard
- ✓ Bétonnage du radier
- ✓ Ferraillage des parois
- ✓ Coffrage des parois
- ✓ Bétonnage des parois
- ✓ Décoffrage des parois
- ✓ Ferraillage de la dalle
- ✓ Coffrage de la dalle
- ✓ Bétonnage de la dalle
- ✓ Décoffrage de la dalle.

VII.1.8. Remblaiement et compactage des tranchées :

Une fois que les canalisations ont été installées dans les tranchées, il est essentiel de procéder à un remblai de qualité sur une certaine hauteur au-dessus de la génératrice supérieure afin de garantir, d'une part, la régularité de la transmission des charges par la canalisation et, d'autre part, sa protection contre tout dommage lors de l'exécution du remblai supérieur.

Le remblayage de qualité doit être réalisé sur une hauteur minimale de 10 cm au-dessus de la génératrice supérieure

VII-2 Choix des engins :

→ Dans le cadre de notre projet, les engins suivants ont été utilisés :

❖ **Pour le décapage :**

Dans le cadre de notre projet, les engins suivants ont été utilisés :



Figure (VII-2) : Niveleuse.

Sur les terrains difficiles on doit utiliser le « Bulldozer » :



Figure (VII-3) : Bulldozer.

❖ **Pour l'excavation des tranchées :**

Les pelles sont des machines conçues pour l'exécution des déblais et leur chargement.

Dans les terrains difficiles on doit utiliser une pelle à chenille.



Figure (VII-4) : Pelle à chenille.

- **Pour le remblaiement des tranchées :**

Le remblayage a été fait en utilisant une chargeuse.



Figure (VII-5) : Chargeuse.

- **Pour le compactage :**

Le compactage de la terre après remblayage a été réalisé à l'aide d'un un compacteur a rouleaux lisses.



Figure (VII-6) : Compacteur à rouleaux lisses.

VII-3 Devis quantitatif et estimatif :

Afin d'estimer le coût de réalisation de notre projet, il est nécessaire de calculer le devis quantitatif et estimatif

Dans ce calcul, il faut calculer les quantités de toutes les opérations à réaliser sur le terrain pour la réalisation du projet, puis de les multiplier par le prix unitaire.

Les tâches réalisées, par ordre chronologique, sont les suivantes

- ✓ Travaux de décapage de la terre végétale
- ✓ L'exécution des tranchées.
- ✓ Fourniture et pose de lit de sable.
- ✓ Fourniture et pose des buses en béton armé et les conduites en PVC.
- ✓ Construction des regards et des déversoirs d'orage en béton armé.
- ✓ Tavaux de remblaiement de la tranchée.
- ✓ Transport des sols excédentaires.

VII.3.1. Détermination des différents volumes des travaux :

VII.3.1.1. Volume du décapage de la couche végétale :

$$V_{déc} = H_{vc} \times L \times B_{cv} \quad \textbf{[VII.3]}$$

Tel que :

- Vdéc : volume de la couche végétale décapée (m3).
- Hcv : profondeur de la couche végétale (m)
- L : longueur totale de la tranchée (m).
- Bcv : largeur de la couche végétale (m).

VII.3.1.2. Volume du déblai des tranchées :

$$V_d = B \times L \times H \quad \textbf{[VII.4]}$$

Tel que :

- Vd : volume du déblai des tranchées (m3).
- B : largeur de la tranchée (m).
- H : profondeur de la tranchée (m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

VII.3.1.3. Volume occupé par le lit de sable :

$$V_{ls} = e \times L \times B \quad \textbf{[VII.5]}$$

Avec :

- V_{ls} : volume du lit de sable (m3).
- e : épaisseur de la couche de sable (m).
- B : largeur de la tranchée (m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

VII.3.1.4. Volume occupé par les conduites :

$$V_{cond} = (\pi \times D2ext/4) \times L \quad \textbf{[VII.6]}$$

Avec :

- V_{cond} : volume occupé par les conduites (m3).
- Dext : diamètre extérieur de la conduite (m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

VII.3.1.5. Volume du remblai de protection :

$$V_{rem} = Vd - (V_{cond} + V_{dec} + Vls) \quad \textbf{[VII.7]}$$

Avec :

- Vrem : volume du remblai (m3).
- Vd : volume du déblai (m3).
- Vls : volume du lit de sable (m3).
- Vdéc : volume de la couche végétale décapée (m3).

VII.3.1.6. Volume excédentaire :

$$V_{exc} = Vf - V_{rem} \quad \textbf{[VII.8]}$$

Tel que :

- Vexc : Volume du sol excédentaire (m3).
- Vf : Volume du sol foisonné (m3).
- Vrem : Volume du remblai (m3).

Sachant que :

$$Vf = Vd \times Kf \quad \textbf{[VII.9]}$$

Avec

-Kf : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas on a : Kf = 1,3.

Tableau (VII-1) : Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet.

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA unitaire)	Montant (DA)
	I - RESEAU D'ASSAINISSEMENT				
A	**Travaux de terrassement**				
1	Décapage de la tranchée	m^3	974,4365	200	194886
2	Déblai	m^3	11474,717	300	3442416
3	Pose de lit de sable	m^3	487,21825	1000	487220
4	Remblai de la tranchée	m^3	8150,6732	300	2445201
5	Evacuation des déblaies excédentaire	m^3	3324,0442	300	997212
B	**Canalisation**				
1	**F/P des Canalisation en PVC (à joint 6 bars)**				
	315	ml	3108.7	1500	4663050
	400	ml	929.2	2300	2137160
	500	ml	730.8	3100	2265480
	630	ml	205.4	4000	821600
2	**F/P buse en BA d'une longueur sup ou égale à 2,50m avec joints élastomère classe 135A**				
	800	ml	30	5000	100000
C	**Construction**				
1	Construction des regards en béton armé.	U	150	50000	750000
2	Exécution des déversoirs d'orage	U	1	350000	350000
3	Réalisation d'un bassin de décantation	U	1	150000	150000
THT					**18804225**
TVA 19 %					**3572803**
TTC					**22377028**

Conclusion :

Grâce à ce chapitre, nous avons la possibilité d'évaluer le coût futur et la qualité de notre projet. Il est possible de conclure que l'organisation du chantier est indispensable pour la mise en place d'un système d'assainissement, dans le but d'économiser des dépenses, de l'énergie et du temps, tout en améliorant le rendement du travail.

Conclusion générale

En conclusion, il est possible de conclure que dans ce mémoire, nous avons élaboré un système permettant d'évacuer les eaux usées et pluviales de la zone (POS n 07 de la ville de khemisti) vers les deux points de rejets, dans le but de préserver la santé publique et l'environnement.

Nous avons débuté en présentant la zone d'étude ainsi que ses particularités. Ensuite, nous avons fait l'étude hydrologique afin d'évaluer l'intensité moyenne maximale, qui est de 173.84 L/s/ha, en se basant sur les résultats obtenus par l'ajustement de la série pluviométrique à la loi Log-normale.

En raison de la configuration du site, le réseau que nous avons mis en place est un réseau unitaire, avec un schéma d'évacuation par déplacement latéral, où les eaux usées sont évacuées vers les deux collecteurs existants.

Pour calculer les débits des eaux usées, nous avons considéré les débits domestiques et publiques, car il n'y a pas d'industrie dans la zone d'étude. Pour évaluer les débits pluviaux, nous avons réparti la zone en 5 sous-bassins, choisi le coefficient de ruissellement en fonction de la nature de la surface drainée et opté pour une méthode rationnelle.

Nous avons opté pour des conduites en PEHD Annelé (ϕ315, 400, 500, 630 mm) et en béton armé (ϕ 800 mm) en raison de leurs bénéfices (résistantes à la corrosion et inertes face aux produits chimiques qui constituent ces eaux).

Concernant les ouvrages annexes, deux déversoirs d'orage sont installés pour décharger et réduire les dimensions des collecteurs, améliorer les conditions de collecte et de branchement et diminuer les charges liées aux déversements pendant les périodes de pluie. Pour faciliter la maintenance et la gestion, ainsi que garantir le bon fonctionnement de déversoir d'orage, des bouches d'égout et des regards de visite et de chute ont été installés au réseau. Ainsi l'implantation d'un bassin de décantation dans la partie nord son objectif et d'évacuer les eaux usées vers le milieu naturel.

Sur le plan financier, nous avons établi un devis quantitatif et estimatif afin d'évaluer le coût du projet, qui s'élève à 22337028 DA.

Références bibliographiques

1. Bourrier R., Satin M., Selmi B., 2010, Guide technique de l'assainissement, Ed. Le Moniteur, - 775 pages

2. KAHLERRAS.D. Cours d'assainissement, 4 éme année, ENSH 2023.

3. KAHLERRAS.D. Cours organisation de chantier, 4 éme année, ENSH2023.

4. TOUAIBIA, B, « Manuel pratique d'hydrologie » 2004. ENSH - Blida

5. Salah B., 2014. « Assainissement des eaux usées et pluviales des agglomérations : A l'usage des étudiants de l'option Assainissement ». ENSH, Blida.

6. AZARI Seif El-Islam 2019 : Dimensionnement d'un réseau d'assainissement de la nouvelle ville de BOUINAN – Lot : B et D - Mémoire fin d'étude d'assainissement - ENSH – (W. Blida).

7. MALKI ALI ,2023 : Diagnostic et extension du réseau d'assainissement de la ville d'Aïn Deheb (w. Tiaret) - Mémoire de fin d'étude - ENSH - Blida.

8. SAADAOUI Abderrahmane 2020 : Diagnostic et réhabilitation du réseau d'assainissement de la ville de Boukadir (W.Chlef) - Mémoire de fin d'étude - ENSH – Blida.

9. Seddiki I .2019 : étude du réseau d'assainissement de la zone bleue wilaya de Bechar. Mémoire de master. Université de Bechar

Annexes

Annexe I : tableau de χ 2.

TABLE DU χ^2

La table donne la probabilité α pour que χ^2 égale ou dépasse une valeur donnée, en fonction du nombre de degrés de liberté ν.
Exemple : avec $\nu = 3$, pour $\chi^2 = 0{,}11$ la probabilité $\alpha = 0{,}99$.

α / ν	0,99	0,975	0,95	0,90	0,10	0,05	0,025	0,01	0,001
1	0,0002	0,001	0,004	0,016	2,71	**3,84**	5,02	**6,63**	10,83
2	0,02	0,05	0,10	0,21	4,61	**5,99**	7,38	**9,21**	13,82
3	0,11	0,22	0,35	0,58	6,25	**7,81**	9,35	**11,34**	16,27
4	0,30	0,48	0,71	1,06	7,78	**9,49**	11,14	**13,28**	18,47
5	0,55	0,83	1,15	1,61	9,24	**11,07**	12,83	**15,09**	20,51
6	0,87	1,24	1,64	2,20	10,64	**12,59**	14,45	**16,81**	22,46
7	1,24	1,69	2,17	2,83	12,02	**14,07**	16,01	**18,48**	24,32
8	1,65	2,18	2,73	3,49	13,36	**15,51**	17,53	**20,09**	26,12
9	2,09	2,70	3,33	4,17	14,68	**16,92**	19,02	**21,67**	27,88
10	2,56	3,25	3,94	4,87	15,99	**18,31**	20,48	**23,21**	29,59
11	3,05	3,82	4,57	5,58	17,28	**19,68**	21,92	**24,73**	31,26
12	3,57	4,40	5,23	6,30	18,55	**21,03**	23,34	**26,22**	32,91
13	4,11	5,01	5,89	7,04	19,81	**22,36**	24,74	**27,69**	34,53
14	4,66	5,63	6,57	7,79	21,06	**23,68**	26,12	**29,14**	36,12
15	5,23	6,26	7,26	8,55	22,31	**25,00**	27,49	**30,58**	37,70
16	5,81	6,91	7,96	9,31	23,54	**26,30**	28,85	**32,00**	39,25
17	6,41	7,56	8,67	10,09	24,77	**27,59**	30,19	**33,41**	40,79
18	7,01	8,23	9,39	10,86	25,99	**28,87**	31,53	**34,81**	42,31
19	7,63	8,91	10,12	11,65	27,20	**30,14**	32,85	**36,19**	43,82
20	8,26	9,59	10,85	12,44	28,41	**31,41**	34,17	**37,57**	45,31
21	8,90	10,28	11,59	13,24	29,62	**32,67**	35,48	**38,93**	46,80
22	9,54	10,98	12,34	14,04	30,81	**33,92**	36,78	**40,29**	48,27
23	10,20	11,69	13,09	14,85	32,01	**35,17**	38,08	**41,64**	49,73
24	10,86	12,40	13,85	15,66	33,20	**36,42**	39,36	**42,98**	51,18
25	11,52	13,12	14,61	16,47	34,38	**37,65**	40,65	**44,31**	52,62
26	12,20	13,84	15,38	17,29	35,56	**38,89**	41,92	**45,64**	54,05
27	12,88	14,57	16,15	18,11	36,74	**40,11**	43,19	**46,96**	55,48
28	13,56	15,31	16,93	18,94	37,92	**41,34**	44,46	**48,28**	56,89
29	14,26	16,05	17,71	19,77	39,09	**42,56**	45,72	**49,59**	58,30
30	14,95	16,79	18,49	20,60	40,26	**43,77**	46,98	**50,89**	59,70

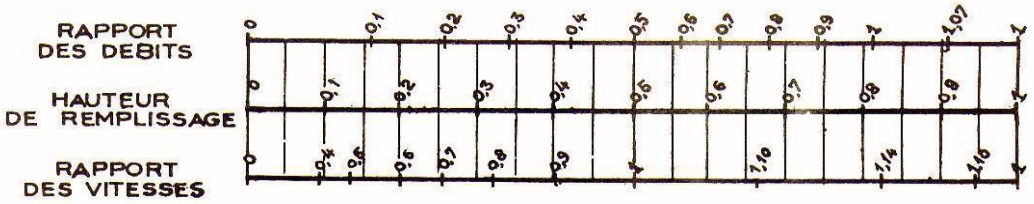
Annexe II : Abaque de variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage

ANNEXE X

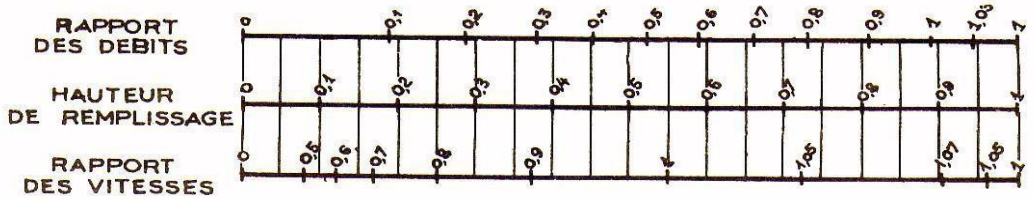
VARIATIONS DES DEBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



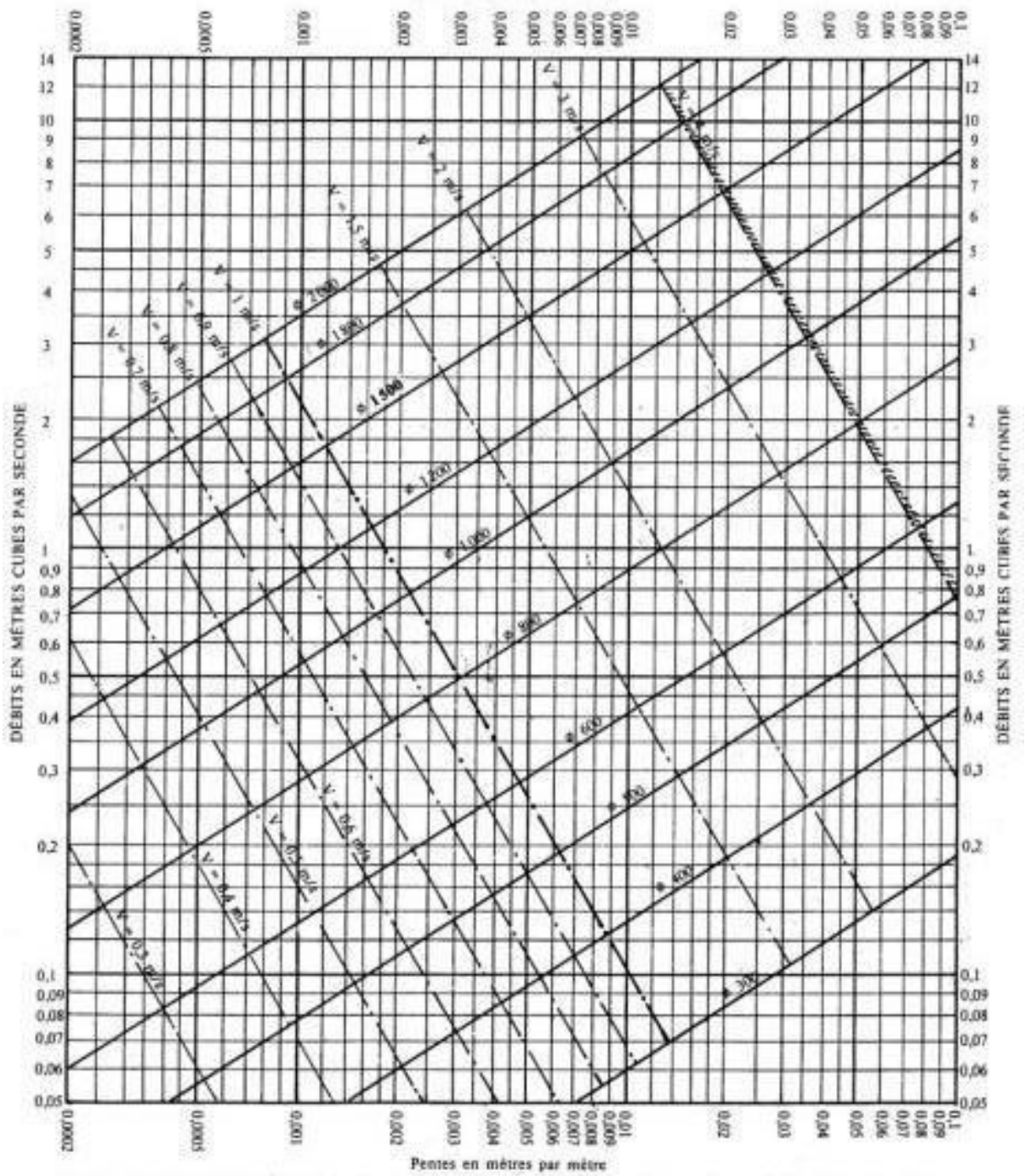
Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux 3/10, le débit est les 2/10 du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les 78/100 de la vitesse correspondant au débit à pleine section

Annexe III : Abaque de Dimensionnement des canalisations circulaires d'après la formule de Bazin

ABAQUE 2-a

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.