



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT

THEME :

**Dimensionnement du système d'assainissement du chef-lieu
de la commune de EL BOUNI (W. ANNABA).**

Présenté par :

OKBAOUI Soumia

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms

Grade

Qualité

DERNOUNI Fouzia

Professeur

Présidente

KHEDIMALLAH

MCB

Examineur

Abderrahmane

HADJ SADOK Nabila

M.A.A

Examineur

ZAIBAK Issam

MCB

Promoteur

Session Novembre 2025

Remerciements

Tout d'abord, je rends grâce à Allah, qui m'a donné la force et la persévérance nécessaires pour mener à bien ce mémoire.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à mon promoteur, monsieur ZAIBAK Issam, pour son accompagnement, ses conseils éclairés et son soutien constant tout au long de ce travail.

Ma gratitude s'adresse également au président et les membres du jury, qui ont accepté d'évaluer cette recherche et d'enrichir sa portée par leurs remarques constructives.

Je remercie également l'ensemble de mes enseignants pour leur transmission de savoirs tout au long de mon parcours. et surtout le défunt professeur Salah Boualem, que dieu lui fasse miséricorde.

Enfin, je suis profondément reconnaissant à ma famille, mon mari et à mes amis, pour leur amour, leur présence bienveillante et leur soutien indéfectible tout au long de cette aventure académique.

OKBAOUI Soumia

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à mes chers parents,

Qui m'ont élevé pour devenir la personne que je suis aujourd'hui, pour

M'avoir accompagné à chaque étape de mon parcours et pour tous les

Conseils et le soutien qu'ils m'ont toujours apportés.

A mon homme pour le soutien qu'il m'a toujours apporté.

A mes cousines, tantes et oncles.

A mes compagnons de toujours : Chaima, Hiba Loula et Ghofran.

A mes très chers amis.

ملخص

الغرض من هذا المشروع هو دراسة وتصميم شبكة الصرف الصحي للمنطقة السكنية البوي 03 ببلدية البوي ولاية عنابة، من أجل التأكد من صرف المياه القذرة ومياه الأمطار خارج المدينة وفقا لمتطلبات الأنظمة المعمول بها والمتعلقة بالوقاية من تلوث الصحة العامة والبيئة لهذه الغاية، قمنا بدراسة هيدرولوجية للمنطقة لتقدير شدة هطول الأمطار لحساب التدفق ثم انتقلنا الى الحساب الأساسي للشبكة المصممة متنوعا بتقييم تدفقات المياه المستعملة ومياه الامطار بتحديد قطر الانابيب والهياكل الملحقة مع مراعاة المعايير الفنية والاقتصادية اخيرا قمنا بإعداد عرض التقييم الكمي والتقديري لأحجام الأعمال المختلفة.

الكلمات المفتاحية: الصرف الصحي، الحساب الهيدروليكي، الشبكة الحضرية، المياه المطرية

Résumé

Ce projet a pour but d'étudier la conception du réseau d'assainissement de la ville EL BOUNI 03, commune de ELBOUNI (W. ANNABA) Pour assurer l'évacuation des eaux usées et pluviales hors l'agglomération, conformément aux exigences de la réglementation en vigueur relative à la protection contre la pollution de la santé publique et de l'environnement.

Dans ce contexte, nous avons effectué une étude hydrologique de la zone d'étude pour l'estimation de l'intensité pluviale qui sert à l'évaluation du débit pluvial. Ensuite, nous avons procédé au calcul de base du réseau projeté suivi par l'évaluation des débits des eaux usées et pluviales. Puis nous avons dimensionné les canalisations et les ouvrages annexes en tenant compte des critères technico-économiques. En fin, nous avons élaboré un devis quantitatif et estimatif après l'évaluation des différents volumes des travaux.

Mots-clés : système d'assainissement, Dimensionnement, Réseau urbain, Eaux pluviales,

Abstract

The purpose of this project is to study and design the sanitation system of the city of ELBOUNI 03 of the town of EL BOUNI (W. ANNABA). In order to guarantee the external disposal of wastewater and rainwater in accordance with the stipulated regulations concerning the prevention of pollution that endangers public health and the environment, it is imperative to implement a comprehensive and systematic approach. For this purpose, a hydrological study of the study area was conducted for the estimation of rainfall intensity, which is used for the assessment of rainfall flow. Then the basic calculation of the projected system was done, followed by the assessment of wastewater and rainwater flows. Next, the canalization and the ancillary works were dimensioned, taking into account the technical-economic criteria. Finally, the different costs of the work were estimated.

Keywords: Sanitation system, sizing, urban network, rainwater

Introduction Générale 1

Chapitre I: présentation de la zone d'étude

Introduction.....	4
I.1. Situation actuelle.....	4
I.1.1-Présentation de la Wilaya de Annaba.....	4
I.1.2-Présentation du site.....	4
I.1.3- Situation géographique	4
I.1.4-Occupation des sols... ..	5
I.1.5- Levé topographique	5
I.1.6-Nature géologique.....	6
I.1.7-Sismicité	6
I.1.8-Situation climatique	7
I.1.8.1-La température	7
I.1.8.2-Humidité	8
I.1.8.3-Vents.....	9
I.1.8.4-La pluviométrie.....	9
I.1.9-Situation démographique.....	10
I.2-Infrastructure et réseaux.....	11
I.2.1-Alimentation en eau potable.....	11
I.2.2-Assainissement.....	11
I.2.3-Voiries	11
I.3-Conclusion.....	11

Chapitre II : Etude hydrologique

Introduction.....	13
II.1. Notions hydrologiques.....	13
II.1.1. Les averses	13
II.1.2. Choix de la période de retour.....	13
II.1.3. L'intensité moyenne de précipitation... ..	13
II.2. La série des données pluviométrique	14

II.3. Etude des précipitations maximales journalières.....	16
II.4. Analyse statistique de la série pluviométrie.....	17
II.4.1. Caractéristiques empiriques.....	17
II.4.2. Ajustement de la série.....	18
II.5. Choix de la loi d'ajustement.....	25
II.5.1. Test graphique.....	25
II.5.2. Test d'adéquation de Khi-deux « χ^2 ».....	26
II.6. Calcul des pluies et des intensités de courte durée.....	27
II.7. Conclusion.....	30

Chapitre III : calcul de base

Introduction.....	32
III.1. Le découpage de la superficie en surface élémentaires.....	32
III.2. Système d'évacuation des eaux.....	33
III.2.1-Les différents systèmes d'assainissement.....	33
III.2.2-Choix du système d'assainissement.....	37
III.3-Schémas du réseau d'évacuation.....	38
III.3.1-le choix du schéma d'évacuation.....	41
III.4-Le coefficient de ruissellement.....	41
III.4.1-Estimation du coefficient de ruissellement pour chaque surface élémentaire.....	42
III.4.2-Détermination du nombre d'habitant pour chaque surface élémentaire.....	45
III.5-Conclusion.....	46

Chapitre IV : Estimation des débits à évacuer

Introduction.....	48
IV.1. Origine des eaux à évacuer.....	48
IV.1.1. Les eaux usées.....	48
IV.1.1.1.Eaux usées d'origine domestique.....	48
IV.1.2.2. Les eaux usées industrielles.....	48
IV.1.2.3. Eaux usées des services publics.....	49

IV.1.2.4. Les eaux claires parasites.....	49
IV.1.3. Les eaux pluviales.....	49
IV.2. Evaluation des débits des eaux usées.....	50
IV.2.1-Evaluations des débits des eaux domestiques.....	50
IV.2.2-Evaluation des débits des eaux publics.....	51
IV.2.3-Evaluation des débits des eaux parasites.....	53
IV.2.4-Les débits totaux des eaux usées à évacuer.....	54
IV.3-Evaluation des débits pluviaux.....	55
IV.3.1. Méthode rationnelle.....	55
IV.3.1.1. Coefficient réducteur de l'intensité de pluie.....	56
IV.3.1.2. Hypothèses de la méthode rationnelle.....	57
IV.3.1.3. Limites de la méthode rationnelle.....	57
IV.3.1.4. Critique de la méthode rationnelle.....	57
IV.3.1.5. Inconvénients de la méthode rationnelle.....	57
IV.3.1.6. Le temps de concentration.....	58
IV.3.2. Calcul des débits pluviaux.....	58
IV.4-Evaluation des débits totaux.....	59
IV.5-Conclusion.....	59

Chapitre V : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Introduction.....	61
V.1. Conception du réseau d'assainissement.....	61
V.2. Dimensionnement du réseau d'assainissement.....	61
V.2.1. Conditions d'écoulement et de dimensionnement.....	61
V.2.2. Les hypothèses considérées.....	62
V.3. Mode de calcul.....	62
V.3.1. Débit.....	62
V.3.1.1. Pour chaque sous bassin.....	63
V.3.1.2. Pour chaque tronçon.....	63

V.3.2.Pente	63
V.3.3. Diamètre.....	64
V.3.4.Vitesse.....	64
V.4.condition d'implantation de réseau.....	65
V.5.Conclusion.....	66

Chapitre VI : Les éléments constitutifs d'un réseau d'assainissement

Introduction.....	68
VI.1. Les ouvrages principaux.....	68
VI.1.1. Canalisations.....	68
VI.1.1.1. Type de canalisation.....	68
VI.1.1.2. Choix du type de canalisation.....	69
VI.1.1.3. Les joints des conduites.....	70
VI.2. Les ouvrages annexe.....	71
VI.2.1. Les ouvrages normaux.....	72
VI.2.2. Les ouvrages spéciaux.....	73
VI.2.2.1. Les déversoirs d'orage.....	73
VI.2.2.1.1.Emplacement des déversoirs d'orage.....	74
VI.2.2.1.2.Type de déversoir d'orage.....	74
VI.2.2.1.3.Dimensionnement du déversoir d'orage.....	75
VI.3. Conclusion.....	79

Chapitre VII : organisation du chantier

Introduction.....	81
VII.1. Phases d'exécution du projet.....	81
VII.1.1. Manutention et stockage des conduites.....	81
VII.1.1.1 Manutention.....	81
VII.1.1.1. Stockage.....	81
VII.1.2. Décapage de la terre végétale.....	82

VII.1.3. Réalisation des tranchées et fouilles des regards.....	82
VII.1.4. Aménagement du lit de sable.....	83
VII.1.5. Implantation des piquets.....	83
VII.1.6. Pose des canalisations.....	84
VII.1.7. Assemblage des canalisations.....	84
VII.1.8. Essai d'étanchéité.....	84
VII.1.9. Réalisation des regards.....	85
VII.1.10. Réalisation des branchements.....	85
VII.1.11. Remblayage et compactage.....	86
VII.2. Choix des engins.....	86
VII.2.1. Décapage de la terre végétale.....	86
VII.2.2. Excavation des tranchées.....	86
VII.2.3. Remblaiement des tranchées.....	86
VII.2.4. Compactage.....	86
VII.3. Détermination des différents volumes des travaux.....	87
VII.3.1. Volume de la couche de terre végétale.....	87
VII.3.2. Volume des déblais des tranchées.....	87
VII.3.3. Volume du lit du sable.....	87
VII.3.4. Volume occupé par les conduites.....	88
VII.3.5. Volume du remblai.....	88
VII.3.6. Volume excédentaire.....	88
VII.4. Devis quantitatif et estimation du projet.....	89
VII.5. Planification des travaux.....	90
VII.5.1. Techniques de planification.....	90
VII.5.1.1 Méthodes basées sur le réseau.....	90
VII.4. Conclusion.....	95
Conclusion générale.....	97

Listes des tableaux

Tableau I.1: températures moyennes mensuelles (2000-2024).

Tableau I.2 : Vitesses moyennes mensuelles des vents (2006-2016).

Tableau I.3 : Vitesses moyennes mensuelles des vents (2006-2016).

Tableau I.4 : Répartition mensuelles de la pluviométrie (1990-2019).

Tableau II.1 : Identification de la station pluviométrique de Annaba.

Tableau II.2 : Série pluviométrique (station de Annaba) 1992-2020.

Tableau II.3 : Les caractéristiques de la série pluviométrique.

Tableau II.4 : Résultats de l'ajustement à la loi de Galton par le logiciel HyfranPlus.

Tableau II.5: résultats de l'ajustement a la loi de Gumbel par le logiciel HYFRANPlus.

Tableau II.6 : Résultats de l'ajustement a la loi de GEV par le logiciel HYFRANPlus.

Tableau II.7 : Les résultats du test Khi-deux.

Tableau II.8: Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensités.

Tableau III.1 : Les superficies des surfaces élémentaires.

Tableau III.2: Les avantages et les inconvénients des différents systèmes d'évacuation

Tableau III.3 : coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol.

Tableau III.4 : Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.

Tableau III.5 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population.

Tableau III.6: coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces.

Tableau III.7: coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée.

Tableau III.8: Détermination du coefficient ruissellement de chaque surface élémentaire.

Tableau III.9 : Détermination du nombre d'habitation pour chaque surface élémentaire.

Tableau IV.1 : Evaluation des débits des eaux usées domestiques pour chaque surface élémentaire.

Tableau IV.2 : Evaluation des débits des eaux usées publics pour chaque surface élémentaire.

Tableau IV.3 : Evaluation des débits des eaux parasites pour chaque surface élémentaire.

Tableau IV.4 : les débits totaux des eaux usées.

Tableau IV.5 : Valeur du coefficient réducteur « a », en fonction de la distance.

Tableau IV.6 : Evaluation des débits des eaux pluviaux pour chaque surface élémentaire.

Tableau IV.7 : Evaluation des débits totaux pour chaque surface élémentaire.

Tableau VI.1 : Les données de base du DVO 01.

Tableau VI.2 : Les données de base du DVO 02.

Tableau VII.1 : Coefficients de foisonnement pour différente nature de sol.

Tableau VIII.2 : Résultats des calculs des volumes.

Tableau VIII.3 : Devis estimatif et quantitatif.

Tableau VIII.4 : Les symboles des différentes opérations.

Tableau VIII.4 : La successions des opérations.

Listes des figures

Figure I.1 : Situation géographique du POS III EL BOUNI.

Figure I.2 : Carte géographique-classification sismique des wilayas d'Algérie (nord).

Figure I.3 : Carte géographique-classification sismique des wilayas d'Algérie (nord).

Figure I.4 : Carte pluviométrique de la wilaya d'Annaba (ANRH Annaba).

Figure II.1. : ajustement par la loi de Galton (HYFRANPlus).

Figure II.2: ajustement par la loi de Gumbel.

Figure II.3: Ajustement par la loi de GEV.

Figure II.4 : comparaison des trois lois d'ajustement.

Figure II.5: Courbe intensité-durée-fréquence.

Figure III.1 : schéma représentatif des branchements dans le système unitaire.

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

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

Figure III.4 : Schéma perpendiculaire

Figure III.5 : Schéma par déplacement latéral

Figure III.6 : Schéma du collecteur par zones étagées.

Figure III.7: Schéma type radial.

Figure III.8: Schéma transversal ou oblique.

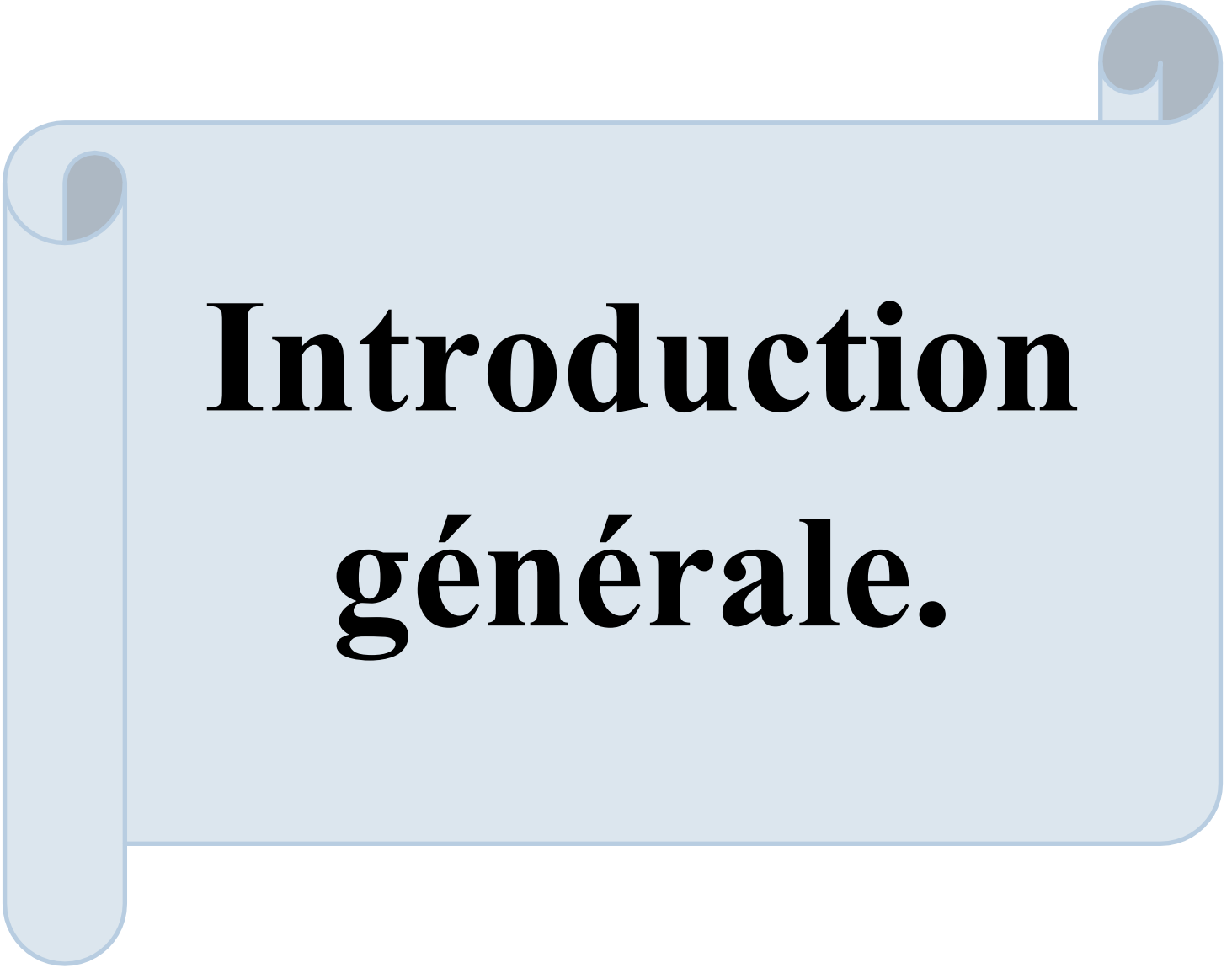
Figure IV.1: Principe schématique de détermination du α .

Figure VI.1: conduites en béton non armé.

Figure VI.2: conduites en béton armé.

Figure VI.3: Schéma de fonctionnement d'un DVO.

Figure VII.1 : pose canalisation



Introduction générale.

Introduction générale

L'assainissement est un procédé hydraulique visant à évacuer efficacement les eaux usées pluviales vers des collecteurs, qui les dirigent ensuite vers exutoire. Cette démarche permet d'éviter la stagnation des déchets issus des zones urbaines, garantissant ainsi des conditions sanitaires acceptables et une meilleure protection de l'environnement.

Avec la croissance rapide de la population et l'évolution des modes de vie, les zones urbaines s'étendent considérablement. Cela entraîne une augmentation des surfaces imperméabilisées et une forte demande en eau, engendrant une hausse continue des volumes de rejets polluants.

La concentration croissante de substances nocives transportées par les eaux usées menace l'équilibre d'une ressource en eau déjà limitée.

Dans ce contexte, notre étude porte sur la conception d'un réseau d'assainissement pour POS 3 de la commune d'EL BOUNI.

Chapitre I :

Présentation de la zone
d'étude.

Introduction

Dans tout projet hydraulique, la première étape fondamentale consiste à présenter de manière détaillée la zone d'étude. Cette phase clé requiert une analyse approfondie du site selon plusieurs dimensions

Géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique. L'objectif principal de cette démarche est de comprendre précisément les facteurs pouvant influencer la conception du projet, afin d'assurer une approche éclairée et une exécution optimale.

I.1. Situation actuelle

I.1.1- Présentation de la wilaya de Annaba

La wilaya d'Annaba est située dans le nord de l'Algérie, bordé par la mer méditerranée au nord, la wilaya de Skikda à l'Ouest et la Tunisie à l'est.

Elle occupe une superficie d'environ 1439km².

La population est estimée à environ 640000 habitants (selon les dernières statistiques).

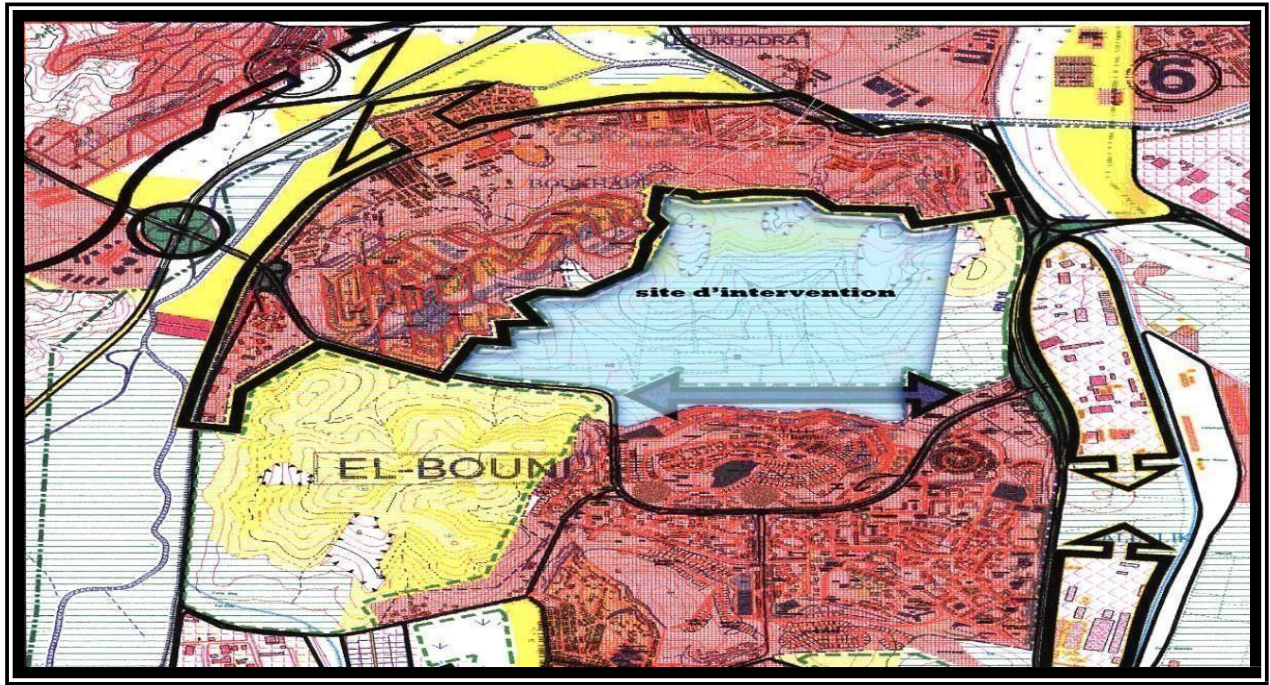
I.1.2-Présentation du site

L'aire d'étude est située au niveau de la future ville d'El Bouni. Anciennement terre agricole, Aujourd'hui, cette zone est destinée à jouer un rôle important dans la zone vu sa position stratégique (lieu d'articulation entre El Bouni et Boukhadra). En position de clef de voûte entre deux urbanisations, ce site est destiné à accueillir des équipements de grandes envergures.

I.1.3- Situation géographique

L'aire d'étude est délimitée comme suit :

- A l'Ouest et au Nord : par Boukhadra.
- Au Sud : par la nouvelle voie recomposée du chemin de wilaya n°22 ;
- À l'Est : par l'entrée sud de la ville de Annaba;
- Le terrain couvre une superficie de 98 ha.



Source : B.E URBAN.

Figure I- 1: Situation géographique du POS III EL BOUNI.

I.1.4-Occupation des sols

Aujourd'hui, le terrain est vierge de toute urbanisation hormis une ferme qui date de l'époque coloniale.

Notons aussi la présence de quelques constructions en cours de réalisation qui présentent le programme collectif de 1556 logements sous forme de bâtiments en R+5.

I.1.5-Levé topographique

Le plan d'occupation du sol est une intervention de précision et de détail, dont le levé topographique est l'outil de base pour répondre à l'état physique existant, il permet d'avoir l'image du terrain, sa morphologie, ses pentes, ses contraintes naturelles et urbanistiques, et précise les limites du site d'intervention. Il permet de donner avec exactitude l'implantation des constructions à caractère d'habitat ou d'équipements, il donne le tracé des routes existantes, reproduites avec leurs dimensions exactes et réelles.

I.1.6-Nature géologique

Le terrain objet de cette étude est constitué d'une formation géologique alluvionnaire dénommée "sables et argiles laguno – marins de la plaine de Annaba qui remonte au Neoplastocène et des formations métamorphiques représentées par des gneiss, des micaschistes et des cepolites attribués au corubien- ordovicien.

La première formation se développe au centre de la vallée et des formations métamorphiques sur le reste du terrain collinaire.

I.1.7-Sismicité

La réalité sismique de cette région est clairement illustrée par la figure ci –dessous, qui met en évidence que même la wilaya d'Annaba est exposée à un risque sismique significatif.

Comme ailleurs dans le monde, la sismicité de cette zone est une manifestation de l'activité néotectonique, se traduisant par des séismes affectant la wilaya d'Annaba ainsi que sa région environnante. Cette activité tectonique se manifeste également par la présence de failles, récentes ou anciennes, qui segmentent le territoire, certains d'entre elles étant susceptibles de réactiver. D'après la carte ci-jointe, cette région est classée en zone de sismicité moyenne, ce qui confirme la vulnérabilité potentielle du secteur face aux tremblements de terre.

Sismicité	Zone
Très faible	0
Faible	I
Faible à moyenne	II
Moyenne	III
Moyenne à élevée	IV
Elevée	V & VI

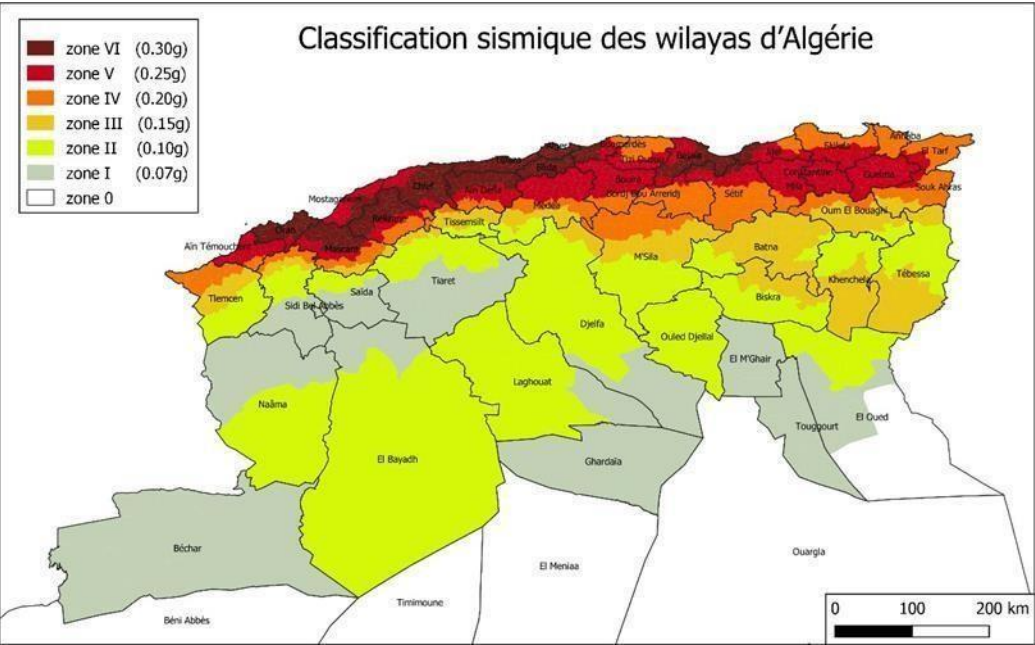


Figure I-2 : Carte géographique-classification sismique des wilayas d'Algérie.(RPA 2024).

I.1.8-Situation climatique

La zone d'étude appartient au climat méditerranéen subhumide Chaud, caractérisé par une période humide et fraîche qui s'étend, en moyenne du mois de novembre à avril et une saison sèche et chaude le reste de l'année.

I.1.8.1-La température

Le tableau présente l'évolution des températures mensuelles (minimales, maximales et moyenne) au cours de l'année. On observe une variation climatique typique d'un climat méditerranéen chaud :

En hiver les températures sont relativement douces, cela indique un hiver frais mais pas rigoureux.

En printemps le climat devient agréable et tempéré.

En été, les températures restent relativement douces sur le littoral, tandis que les plaines intérieures connaissent des chaleurs plus marquées.

Et en automne les températures diminuent progressivement, en début de saison le climat est doux, devenant plus frais à partir d'octobre.

Tableau I.1: températures moyennes mensuelles (2000-2024)

Mois	Dec	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Sep	Oct	Nov
Température moyenne min	16.5	16.9	19	21.3	24.4	28.5	31.2	31.9	29.3	26.8	21.7	17.8
Température moyenne max	7.3	6.9	8.4	10.3	13.1	16.8	19.7	20.3	18.6	15.4	11.4	8.4
Température moyenne	11.9	11.9	13.7	15.8	18.8	22.7	25.5	26.1	24	21.1	16.6	13.1

Source (ANRH Annaba).

I.1.8.1-Humidité

La wilaya d'Annaba se caractérise par une répartition variée de l'humidité selon les zones géographiques :

Les plaines côtières relèvent du niveau subhumide supérieur.

Les plaines intérieures appartiennent au niveau subhumide inférieur, tandis que les monts de l'Edough se situent dans l'étage humide.

Et voila le tableau qui présente l'humidité moyenne mensuelles.

Tableau I.2 : humidité moyennes mensuelles (2006-2016)

Mois	Dec	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Sep	Oct	Nov
Humidité	61	52	49	48	39	42	35	48	63	63	49	55

Source (ANRH Annaba).

I.1.8.2-Vents

La région d'Annaba est principalement soumise à deux régimes de vents dominants :

- les vents de secteur sud- ouest à ouest, qui prédominent durant la saison humide, de novembre à mars.
- les vents de secteur nord, qui soufflent surtout pendant la saison sèche, d'avril à octobre.

Les vitesses moyennes du vent restent relativement constantes tout au long de l'année, variant entre 3 et 3,5 m/s. on observe toutefois une légère augmentation des vitesses en août, décembre et janvier, atteignant en moyenne 3,5 m/s .

Les vitesses maximales moyennes les plus élevée sont enregistrées entre janvier et avril, dépassant les 9 m/s, en lien avec les perturbations d'origine atlantique. D'autres pics sont observés en juillet et août, atteignant plus de 11 m/s en moyenne.

Tableau I.3 : Vitesses moyennes mensuelles des vents (2006-2016)

	Jan	Fer	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aou	Sep	Oct.	Nov	Déc.	Année
Vent (m/s)	3.5	3.2	3.2	3.2	3	3.3	3.3	3.5	3.2	2.9	3.1	3.4	3.2

Source (ANRH Annaba).

I.1.8.3-La pluviométrie

La wilaya d'Annaba figure parmi les régions les plus arrosées du pays, avec une moyenne d'environ **670 mm** par an.

Toutefois il faut remarquer que l'essentiel des pluies tombe en hiver puisque les **70 %** du cumul annuel (soit plus de 460mm) tombent entre Octobre et Février (soit plus de **90 mm** de moyenne mensuelle durant cette période).

Tableau I.4 : Répartition mensuelles de la pluviométrie (1990-2019)

	sep	Oct	nov	dec	janv	ferv	mar	avr	mai	jui	juil	aou	année
P (mm)	8	11.7	14.1	16.7	16	13.7	1	12.1	9.1	5.6	1.9	3.8	125.4

Source: ANRH Annaba.

La carte ci-dessous représente la pluviométrie de la wilaya de ANNABA.

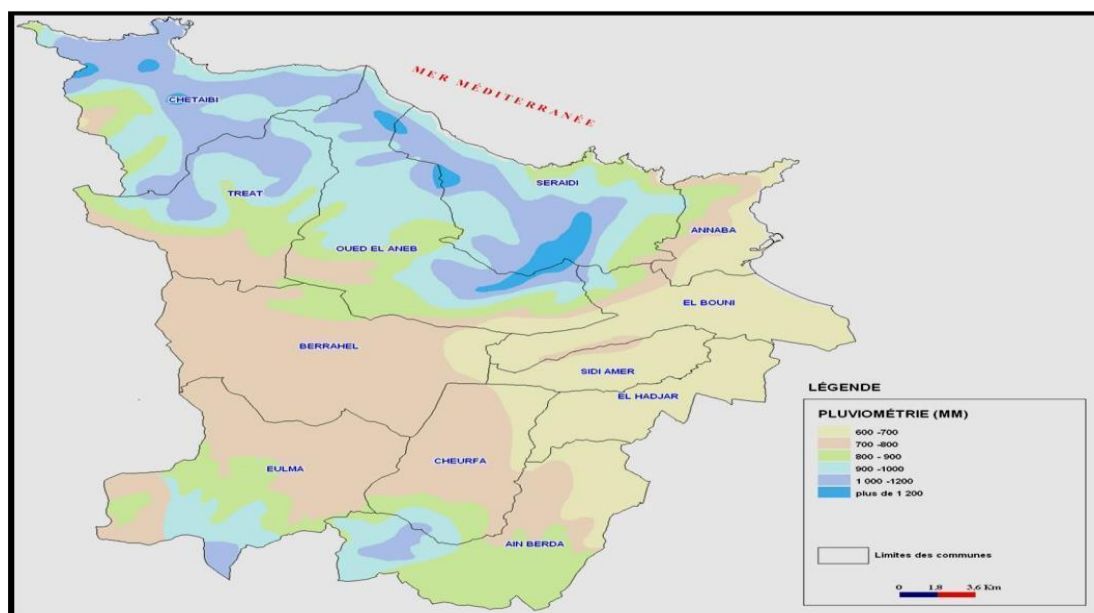


Figure I.3: Carte pluviométrique de la willaya d'Annaba (ANRH Annaba).

I.1.9-Situation démographique

Cette zone est contenue de **9765** habitants. Avec un taux de croissance 1.2%.

L'estimation de la population future aux horizons différents repose sur la loi des accroissements géométriques, cette loi s'exprime par la formule suivante :

$$P_p = P_0 (1 + \zeta)^n$$

Avec :

P_n : Population futur à un horizon prévu (2055).

P₀ : Population actuel.

ζ: Taux d'accroissement annuel de la population.

n : Nombre d'années séparant l'horizon de calcul de l'année de référence (30ans).

P_n=13967 habitants

I.2-Infrastructure et réseaux

I.2.1-Alimentation en eau potable

Le site du POS N° : 03 EL-BOUNI est dépourvu de toute conduite d'alimentation en eau potable, une seule conduite d'adduction (d'amenée d'eau) a été programmée par le service de l'hydraulique de ANNABA.

Il s'agit de la conduite reliant les nouveaux réservoirs de Chaiba aux deux réservoirs implantés dans le territoire du POS III et qui sont respectivement 5000m³ et 1000m³.

I.2.2-Assainissement

Les collecteurs principaux acheminent les eaux pluviales vers un exutoire naturel : Chaaba d'une grande importance qui longe le CW 22 et qui débouche au point noir (raccordement CW22 – RN16). Et les eaux usées vers une station de relevage

I.2.3-Voiries

Le site du plan d'occupation des sols N° : 03 d'EL-BOUNI, est situé au Nord d'agglomération d'EL-BOUNI, il peut être accédé à partir de :

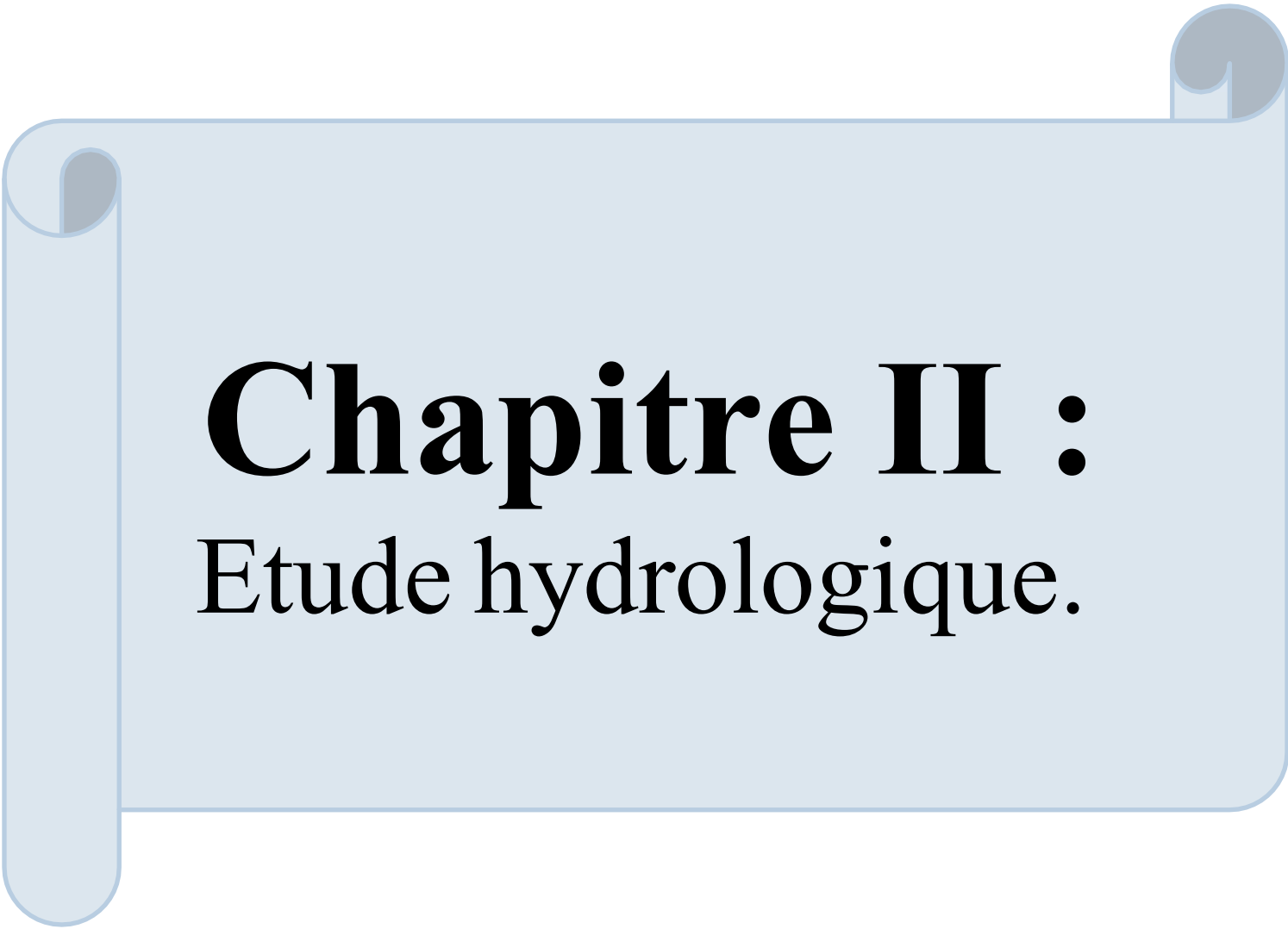
- Par l'ouest : à partir de la RN44 en empruntant la CW22
- Par l'Est : à partir de la RN16 en empruntant la même route CW22 reliant la RN 44 à la RN 16.

En matière de voirie existante nous signalons l'existence de :

- ◆ La double voie (CW22) et qui traverse le terrain de l'Ouest à l'Est dans sa partie Sud
- ◆ Deux anciennes pistes qui mènent vers les gisements des carrières
- ◆ D'une voie primaire en cours de terrassement, c'est la voie conçue pour desservir la grande mosquée de Annaba.

I.3-Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons défini les données nécessaires concernant notre agglomération du point de vue topographie, géologie, climatologie, démographie, ainsi que la situation hydraulique à partir des informations disponibles sur la région. Afin d'entamer l'étude de ce projet.



Chapitre II :

Etude hydrologique.

Introduction

L'hydrologie, science de base dédiée à l'étude de l'eau, joue un rôle central dans la gestion des ressources hydriques, influençant des domaines tels que l'agriculture, le génie civil et l'assainissement. Les études hydrologiques permettent de résoudre des problèmes concrets liés à la gestion des bassins versants et à la prévision des crues.

Dans le domaine de l'assainissement, l'hydrologie est essentielle à la conception de systèmes durables. La compréhension des mouvements de l'eau et de ses interactions avec le sol et le sous-sol permet une meilleure gestion des eaux usées et la prévention des inondations. Cela favorise des solutions innovantes, respectueuses de l'environnement, bénéfiques pour la santé publique et le bien-être des populations. En intégrant ces connaissances, il devient possible de définir des stratégies durables pour une gestion efficace de l'eau.

II.1. Notions hydrologiques

II.1.1. Les averses

Une averse est une précipitation brève, souvent intense, qui survient soudainement. Elle peut se présenter sous forme de pluie, grêle ou neige. Elle se distingue par un début et une fin rapide ainsi que par des fluctuations marquées de son intensité. Les averses proviennent essentiellement de nuages convectifs tels que les cumulonimbus, et sont fréquentes durant les saisons intermédiaires ou la saison des pluies dans les régions tropicales.

II.1.2. Choix de la période de retour

La période de retour est un concept hydrologique qui exprime la fréquence probable d'occurrence d'un événement météorologique donnée, comme une averse intense. Elle est définie par la probabilité que cet événement ait lieu au moins une fois par an. Par exemple une averse dont la période de retour est de 10ans a une probabilité annuelle de 10% de se produire. Ce concept est crucial pour la planification et la conception des infrastructures hydrauliques (systèmes de drainage, barrages, etc..), afin de gérer adéquatement les risques d'inondation liés à ces phénomènes.

II.1.3. L'intensité moyenne de précipitation

L'analyse d'une averse nécessite le calcul des intensités moyennes pour différentes durées d'intervalle Δt .

L'intensité moyenne se définit comme le rapport entre la quantité de pluie tombée et la durée Δt ,

soit :

$$I_m = \frac{\Delta h}{\Delta t} \dots \dots \dots \text{II.1}$$

Avec : I_m : intensité moyenne de la pluie (mm/h, mm/min) ou intensité spécifique en prenant en compte la surface (l/s/ha).

Δh : hauteur de pluie de l'averse (mm).

Δt : durée de l'averse (h ou min).

Pour déterminer l'intensité des précipitations, il est nécessaire de :

- Analyser les données pluviométriques disponibles et sélectionner la loi statistique la mieux adaptée pour modéliser ces données.
- Estimer les paramètres de cette loi et vérifier son adéquation avec les observations.
- Calculer enfin l'intensité moyenne des précipitations à partir du modèle retenu.

II.2. La série des données pluviométrique

La première étape dans l'étude d'un projet d'assainissement consiste généralement à analyser les données disponibles. Cette analyse repose principalement sur les relevés pluviométriques enregistrés dans une station située sur la zone topographique étudiée.

Nous prenons comme base de calcul la série pluviométrique de la station pluviométrique de PONT BOUCHET, dont les caractéristiques sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : Identification de la station pluviométrique de Annaba.

Code de la station	station	Période d'observation	Nombre des années	Coordonnées de la station
140631	Pont Bouchet	1991-2020	29	X:950.25km
				Y:402.8km
				Z:6m

Source (ANRH ANNABA).

Pour l'étude des précipitations en assainissement on a besoin d'une série pluviométrique qui comporte les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible. Les valeurs de cette série sont reportées dans le tableau suivant :

Tableau II.2 : Série pluviométrique (station de Annaba) 1992-2020

	sept	Oct	nov	Dec	janv	Fev	mars	avr	mai	juin	juil	aout	Xmax,j (mm)
1991 - 1992	1.3	3.4	34.6	51.3	35.9	31.2	19.4	12.7	30.8	4.1	3.2	17.4	51.3
1992 - 1993	21.6	37	15.3	15.3	16.4	3.5	45.8	26.4	20.5	5.7	0	2.4	45.8
1993 - 1994	2.1	18.2	51.5	5.5	15.6	10.6	23.6	34.2	24.8	0	0	23	51,5
1994 - 1995	0	69.9	54.1	26.7	24.5	98	80	14.4	12.6	1.6	0	0	98
1995 - 1996	22.5	17.4	34.3	50.5	43.2	19.8	48.9	24.3	9.9	1.4	0	17.5	50,5
1996 - 1997	4.4	7.5	15.7	77.1	26.1	36.7	29.6	16.5	13.4	0	0	1.2	77.1
1997 - 1998	4.6	26.1	15.6	32.6	43.2	33.3	16.4	10.4	26.9	0	0	1.2	43.2
1998 - 1999	23.3	53	47.7	25.2	0	20.8	16.4	0	0	0	0.8	11	53
1999 - 2000	0	3.6	14	63.5	62.5	45.1	17.9	21	23.9	19.8	0	0	63,5
2000 - 2001	10.6	158.1	18.3	44	30.3	25.6	32.4	16.8	31	22	8	9	158,1
2001 - 2002	3.6	19.5	87.9	12.9	10.4	23.5	24.7	5.6	1.2	26.4	3.5	0	87.9
2002 - 2003	37.4	65.8	29.1	55.4	25.4	36	4.7	0	1.6	6.7	13.5	7	65,8
2003 - 2004	26.2	3.6	25.3	27.3	23.3	11.4	30.9	5.2	26.1	17	0	0	30,9
2004 - 2005	38.7	27.4	33.2	34	8.5	5.7	27	21	12.6	6.5	0	0	38,7
2005 - 2006	9.3	3.5	15.7	18.6	18.5	0	17.6	7.3	20.6	0	0	0	20,6

Tableau II.2 : Série pluviométrique (station de Annaba) 1992-2020 (suite).

	sept	Oct	nov	Dec	janv	Fev	mars	avr	mai	juin	juil	aout	Xmax,j (mm)
2006 - 2007	7.6	26.3	18.3	28.2	34.3	20.3	32	3.5	14.4	4.9	0	0	34,3
2007 - 2008	3.4	55.5	4	1.7	55.1	18.3	16.2	35.4	21.4	3.7	0.9	0	55,5
2008 – 2009	0	5.2	10.7	51.1	15.1	39.6	13.9	20.5	6.3	0	0	0	51,1
2009 - 2010	0	6.4	18.3	18.5	79.5	9.3	0	34.7	0	0	0	0	79,5
2010 - 2011	34.4	13.1	15.8	13.4	30.7	28.8	17.4	6.3	0	4.1	0	29	34,4
2011 - 2012	6.5	69	0.5	0	0.6	16	21.3	67.7	17	0	2.3	3.1	69
2012 - 2013	8.5	40.5	7.5	7.5	9.3	11.3	1.3	24.3	6.3	0	0	9.6	40,5
2013 - 2014	11.3	31.8	36	13.2	6.5	26.3	28.4	51.7	31.4	0	0	0	51,7
2014 - 2015	6.2	8.3	23.8	17.3	23.4	48.7	73.5	7.2	12	0	0	3.8	73,5
2015 - 2016	0	0	23.2	13	5.2	0	10.7	7.3	15.2	0	0	0	23,2
2016 - 2017	2.3	32.5	28.1	12.2	33.6	7.4	0	30.4	4.3	0	0	0	33,6
2017 - 2018	6.3	10.2	38.5	16.6	7.3	11.5	8.3	0	0	0	0	0	38,5
2018 - 2019	3.2	7.3	19.3	7.3	29.7	32.5	6.2	16.5	3.2	0	0	0	32,5
2019 - 2020	9.3	9.5	12	19.6	30.5	16.4	15.5	35.3	34.5	0	0	0	35,3

Source (ANRH Annaba).

II.3. Etude des précipitations maximales journalières

L'analyse des précipitations maximales mensuelles repose sur une approche statistique visant à évaluer les valeurs extrêmes et les variations des précipitations. Cette démarche nécessite un ajustement des données à l'aide de lois de probabilité afin de caractériser précisément les précipitations observées.

Les principales étapes de cette analyse sont les suivantes :

- ❖ Classer les précipitations maximales mensuelles par ordre croissant.
- ❖ Calculer la fréquence empirique $F(x)$ (la probabilité de non-dépassement).
- ❖ Déterminer les paramètres statistiques des précipitations mesurées.
- ❖ Réaliser un ajustement graphique de la série pluviométrique.
- ❖ Identifier les quantiles ainsi que leurs intervalles de confiance.
- ❖ Évaluer les extrêmes des précipitations et leurs variations mensuelles.

II.4. Analyse statistique de la série pluviométrie

II.5.1 Caractéristiques empiriques

➤ La moyenne

La moyenne de précipitations maximales journalières $P_{\max}$ durant 29ans d'observations :

$$P_{\max,j} = \frac{\sum_{i=1}^N P_{\max,j}}{N} \dots\dots\dots \text{II.4}$$

Avec :

$P_{\max,j}$: précipitation maximale journalière en (mm).

N : nombre d'années d'observation ($N=29$ ans).

$\bar{P}_{\max,j}$: la moyenne de précipitation maximale journalière en (mm).

➤ L'écart type σ_p

➤ Pour $N < 30$ ans l'écart type :

$$\sigma_p = \frac{\sqrt{\sum_{i=1}^N (P_{\max,j} - \bar{P}_{\max,j})^2}}{N-1} \dots\dots\dots \text{II.5}$$

➤ Coefficient de variation C_v

$$C_v = \frac{\sigma_{\max,j}}{P_{\max,j}} \dots\dots\dots \text{II.6}$$

On trouve les résultats suivants :

Tableau II.3 : Les caractéristiques de la série pluviométrique.

Nombre d'années d'observation	29
Précipitation maximale	158
Moyenne	20.6
Ecart type	54.8
Médiane	27.6
Coefficient de variation	51.1

(Source :HYFRAN plus)

II.4.2 Ajustement de la série

Dans le cadre de notre étude, nous procéderons à l'ajustement de la série des précipitations maximales journalières à l'aide de trois lois statistiques distinctes, en utilisant le logiciel HYFRAN.

Les lois sélectionnées pour cet ajustement sont :

- La loi de Galton (ou loi log-normal).
- La loi de Gumbel.
- La loi GEV (loi des valeurs extrêmes généralisées).

L'objectif de cette démarche est d'identifier la loi qui offre le meilleur ajustement aux données, afin de déterminer les intensités de pluie correspondantes et d'estimer les périodes de retour associées.

a) Ajustement par la loi de Galton (loi log-normale):

La loi de Galton a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x)=\sqrt{2\pi} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du \dots\dots\dots \text{II.7}$$

Avec:

F(x): fréquence de non dépassement.

Dans le cas de la loi log normale la variable u est égal à :

$$u = \frac{\ln(x) - \overline{\ln(x)}}{\sigma_{\ln(x)}} \dots \dots \dots \text{II.8}$$

Avec:

u: la variable réduite de Gauss.

$\overline{\ln(x)}$: la moyenne des logarithmes de la variable x.

$\sigma_{\ln(x)}$: l'écart type des logarithmes de la variable x.

L'équation de la droite de Galton est donnée par la formule suivante :

$$\overline{\ln(x)} = u \times \sigma_{\ln(x)} + \overline{\ln(x)} \dots \dots \dots \text{II.9}$$

Les paramètres de loi de Galton sont calculés par la méthode de maximum de vrai semblance corrigé (par HYFRANPLUS) :

$$\sigma_{\ln(x)} = 0.441626 \quad ; \quad \overline{\ln(x)} = 3.90388$$

Tableau II.4 : Résultats de l'ajustement à la loi de Galton par le logiciel HyfranPlus.

T	Q	XT	Ecart-type	Interval de confiance (95%)
10000	0.9999	256	60.1	139 - 374
2000	0.9995	212	44.7	124 - 300
1000	0.999	194	38.8	118 - 270
200	0.995	155	26.7	102 - 207
100	0.99	139	22.2	95.1 - 182
50	0.98	123	18	87.6 - 158
20	0.95	103	13	77.0 - 128
10	0.9	87.3	9.75	68.2 - 106
5	0.8	71.9	6.89	58.4 - 85.4
3	0.6667	60	5.15	49.9 - 70.1

Tableau II.4 : Résultats de l'ajustement à la loi de Galton par le logiciel HyfranPlus.(suite).

T	Q	X_T	Ecart-type	Interval de confiance (95%)
2	0.5	49.6	4.07	41.6 - 57.6
1.4286	0.3	39.3	3.45	32.6 - 46.1
1.25	0.2	34.2	3.28	27.8 - 40.6
1.1111	0.1	28.2	3.14	22.0 - 34.3
1.0526	0.05	24	3.05	18.0 - 30.0
1.0204	0.02	20	2.93	14.3 - 25.8
1.0101	0.01	17.7	2.84	12.2 - 23.3
1.005	0.005	15.9	2.75	10.5 - 21.3
1.001	0.001	12.7	2.53	7.70 - 17.6
1.0005	0.0005	11.6	2.44	6.80 - 16.4
1.0001	0.0001	9.6	2.25	5.19 - 14.0

Tels que : $T=1/(1-q)$

Avec :

T : période de retour (T=10ans).

Q : probabilité au non dépassement.

X_T : précipitations maximale journalière (mm).

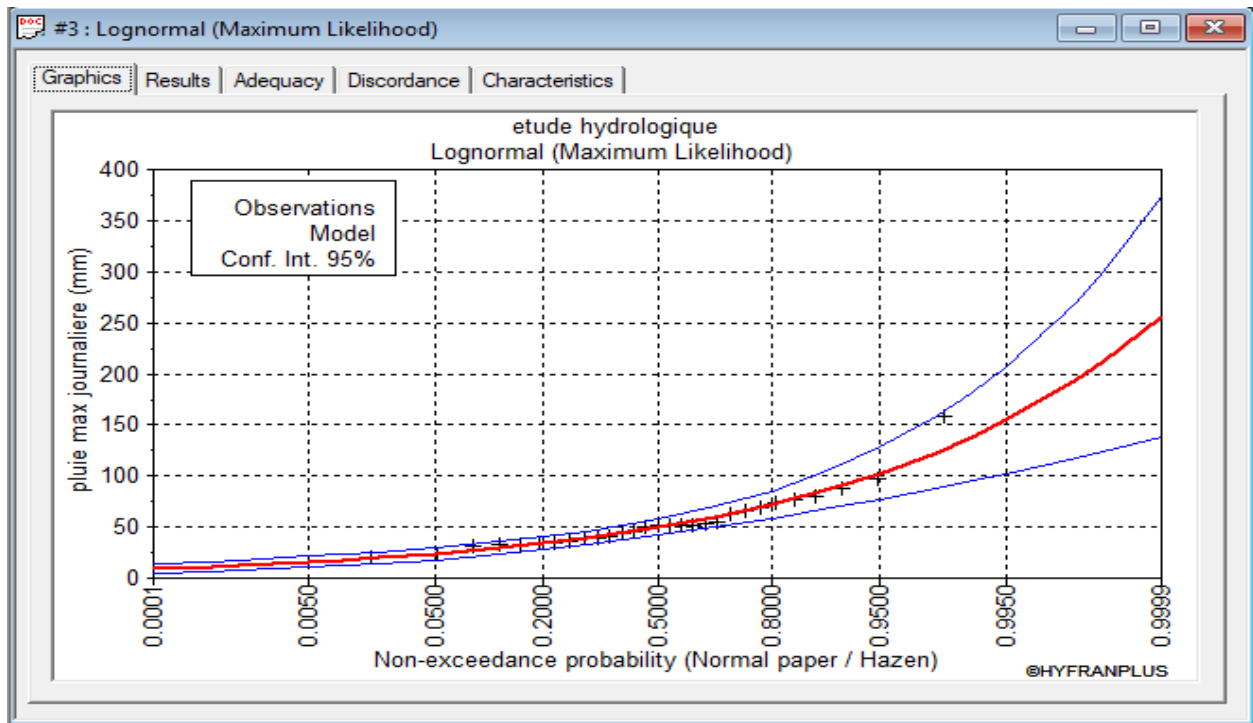


Figure II.1. : ajustement par la loi de Galton (HYFRANPlus).

b) Ajustement par la loi de Gumbel :

La fonction de la répartition de la loi du Gumbel :

$$F(x) = e^{-u} \dots\dots\dots \text{II.10}$$

$$F = \frac{(x-x_0)}{x} = -[\ln(-\ln(F(x)))] \dots\dots\dots \text{II.11}$$

Avec :

y : la variation réduite de Gumbel,

x_0 : le paramètre de position (en mm).

x : variable étudiée ($P_{\max,j}$)(en mm).

α : paramètre d'échelle appelé Gradex ($\alpha > 0$).

La formule de Gumbel est donnée par la formule suivante :

$$X = \alpha * y + x_0 \dots\dots\dots \text{II.12}$$

Les paramètres de loi de Gumbel sont calculés par la méthode de maximum de vraisemblance corrigé :

$$\alpha = 18.3672 \quad ; \quad x_0 = 43.3858$$

Donc la formule de Gumbel devient :

$$x=18.3672y+43.3858$$

- Les résultats de l'ajustement de la loi de Gumbel par HYFRANPlus sont présentés par le tableau suivant :

Tableau II.5: résultats de l'ajustement a la loi de Gumbel par le logiciel HYFRANPlus.

T	Q	XT	Ecart-type	intervalle de confiance
10000	0.9999	213	26.5	161 - 264
2000	0.9995	183	22.1	140 - 226
1000	0.999	170	20.2	131 - 210
200	0.995	141	15.9	109 - 172
100	0.99	128	14.1	100 - 155
50	0.98	115	12.2	91.1 - 139
20	0.95	97.9	9.8	78.7 - 117
10	0.9	84.7	7.98	69.1 - 100
5	0.8	70.9	6.19	58.8 - 83.1
3	0.6667	60	4.91	50.3 - 69.6
2	0.5	50.1	3.99	42.3 - 57.9
1.4286	0.3	40	3.45	33.2 - 46.7
1.25	0.2	34.6	3.42	27.9 - 41.3
1.1111	0.1	28.1	3.62	21.0 - 35.2
1.0526	0.05	23.2	3.92	15.5 - 30.9
1.0204	0.02	18.3	4.33	9.84 - 26.8
1.0101	0.01	15.3	4.62	6.28 - 24.4
1.005	0.005	12.8	4.89	3.18 - 22.3
1.001	0.001	7.89	5.43	-2.75 - 18.5
1.0005	0.0005	6.13	5.63	-4.91 - 17.2
1.0001	0.0001	2.6	6.06	-9.28 - 14.5

La figure ci-dessous illustre l'ajustement des valeurs observées des pluies maximales journalières par la loi de Gumbel.

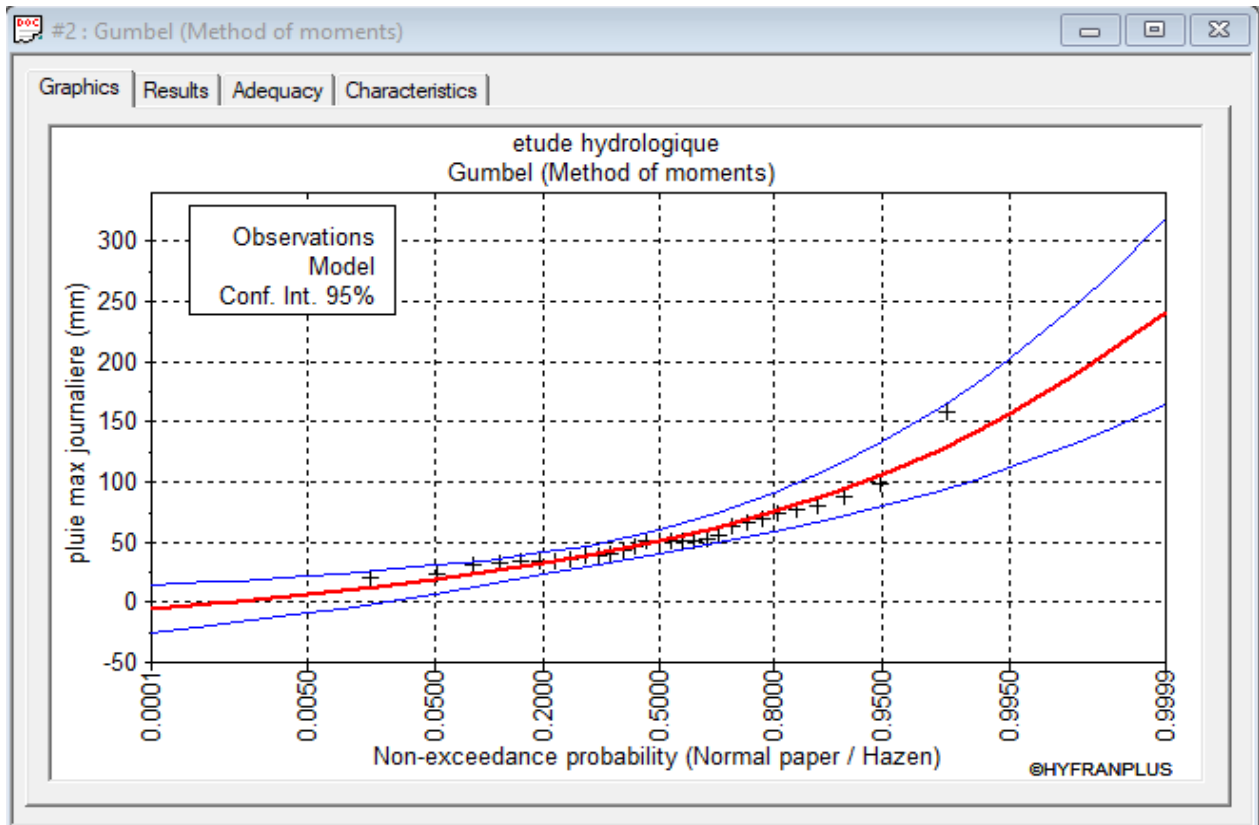


Figure .II.2: ajustement par la loi de Gumbel.

c) Ajustement par la loi GEV (loi des extrêmes généralisés)

La formule de répartition de la loi d'extrêmes généralisés est :

$$F(x)=e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots \text{II.13}$$

$$y = -\frac{1}{k} \ln \left(1 - \frac{k}{\alpha} (x-u) \right) \dots\dots\dots \text{II.14}$$

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.

La formule de GEV est donnée par la formule suivante :

$$x = u + \frac{(1 - e^{-ky})}{k} \dots \dots \dots \text{I.1}$$

Les paramètres de loi de GEV sont calculés par la méthode de maximum de vraisemblance corrigé :

$$\alpha = 16.5358 ; k = -0.164828 ; u = 42.0809$$

Donc la formule de GEV devient :

$$x = 42.0809 - \frac{16.5358}{0.164828} (1 - e^{0.164828y})$$

- Les résultats de l'ajustement de la loi de GEV par HYFRANPlus sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.6 : Résultats de l'ajustement a la loi de GEV par le logiciel HYFRANPlus.

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	400	297	N/D
2000	0.9995	293	167	N/D
1000	0.999	255	128	N/D
200	0.995	182	63.3	N/D
100	0.99	156	44.9	N/D
50	0.98	133	30.9	72.1 - 193
20	0.95	105	17.8	70.6 - 140
10	0.9	87.1	11.3	65.0 - 109
5	0.8	70.2	7.12	56.3 - 84.2
3	0.6667	58.2	5.19	48.0 - 68.4
2	0.5	48.3	4.06	40.4 - 56.3
1.4286	0.3	39.1	3.22	32.8 - 45.4
1.25	0.2	34.5	2.92	28.8 - 40.2
1.1111	0.1	29.2	2.81	23.7 - 34.7
1.0526	0.05	25.5	2.98	19.6 - 31.3
1.0204	0.02	21.9	3.39	15.2 - 28.5
1.0101	0.01	19.8	3.74	12.4 - 27.1
1.005	0.005	18	4.1	9.93 - 26.0
1.001	0.001	14.7	4.9	5.11 - 24.3

Tableau II.6 : Résultats de l'ajustement a la loi de GEV par le logiciel HYFRANPlus. (suite).

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance
1.0005	0.0005	13.6	5.22	3.35 - 23.8
1.0001	0.0001	11.3	5.9	-0.233 - 22.9

La figure suivante présente l'ajustement des pluies maximales journalières par la loi de GEV.

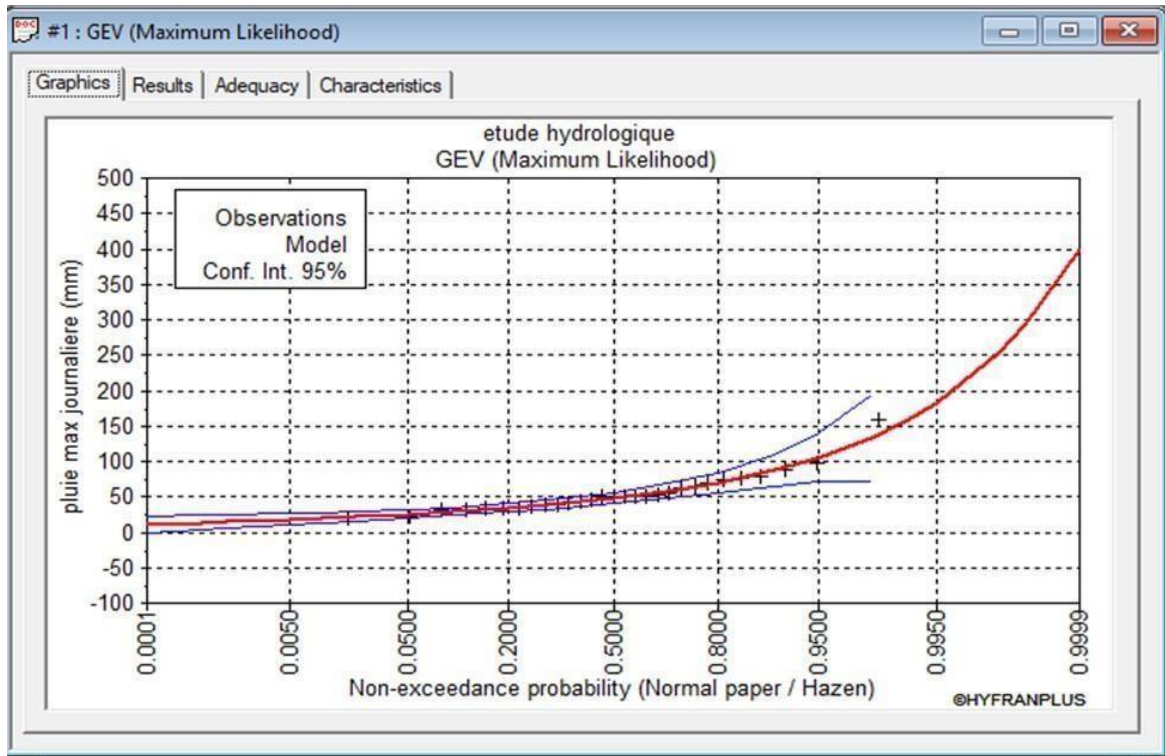


Figure .II.3: Ajustement par la loi de GEV.

II.5. Choix de la loi d'ajustement

Pour ajuster une loi de probabilité, il est essentiel de vérifier sa validité a laide d'un test qui confronte la distribution théorique a la distribution empirique. Dans notre étude, nous avons ajuste les précipitations journalières maximales à la loi de Gumbel, Galton (log normal) et GEV en utilisant le logiciel HYFRANPlus. Le choix de la loi la plus appropriées s'est base sur l'analyse des paramètres hydrologiques (comme les précipitations décennales), l'interprétation des graphiques d'ajustement, ainsi que le résultat du test du Khi^2 .

II.5.1. Test graphique

Ce test est base sur une observation visuelle des graphes d'ajustement, il consiste a examiner l'allure des points sur le papier de probabilité, et vérifier s'il s'agit d'un bon alignement sans existence de mauvaises courbures.

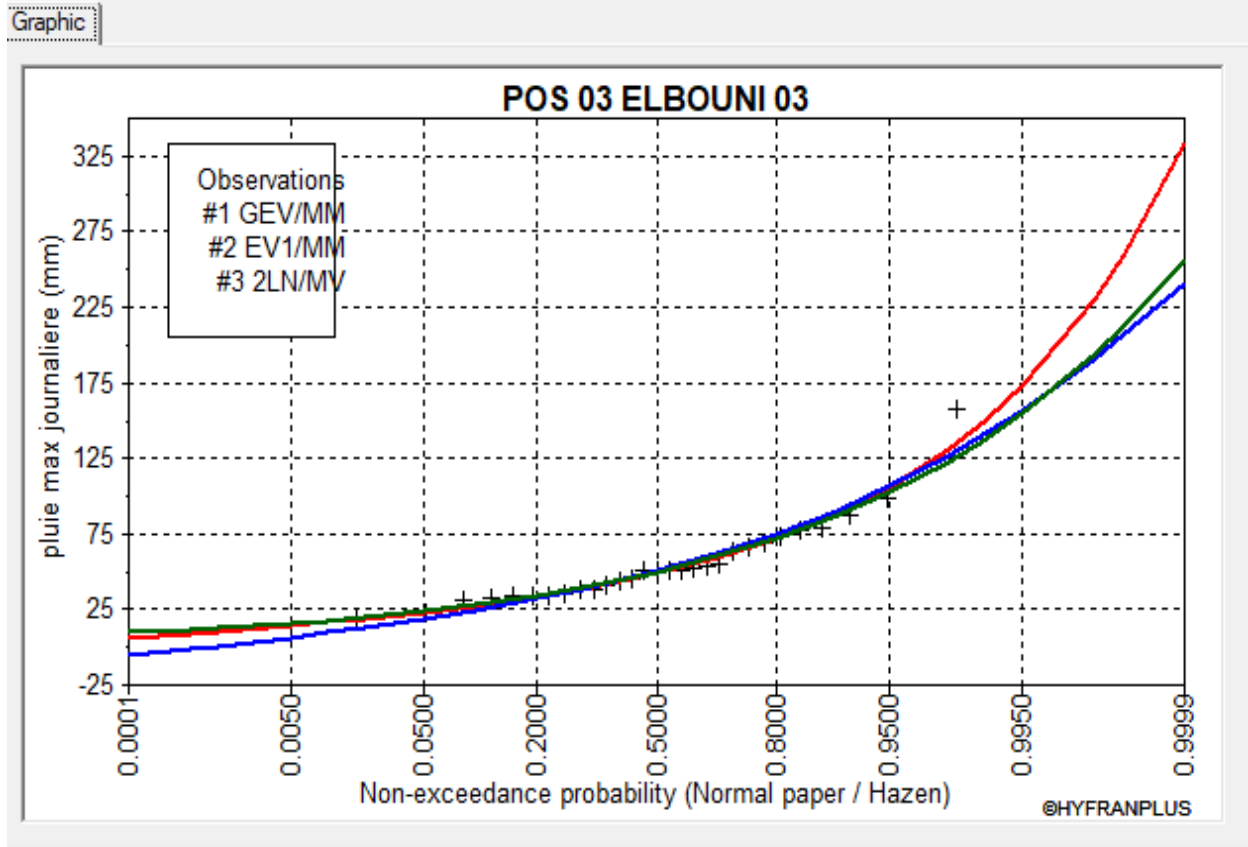


Figure II.4 : comparaison des trois lois d'ajustement.

- **Interprétation graphique**

D'après l'examen visuel des graphiques d'ajustement on remarque que pour les trois cas, les points sont très proches de la droite théorique avec une bonne convergence.

II.5.2. Test d'adéquation de Khi-deux « χ^2 »

Le test de Khi-deux, aussi appelé test du Khi-carré ou test de Pearson, ce test consiste à comparer la valeur calculée de la statistique χ^2 à sa valeur théorique afin de décider si l'ajustement est acceptable.

Pour choisir la loi la plus appropriée, nous comparons les variables χ^2 théorique et χ^2 calculé à un risque α de 5%, ce qui correspond à un seuil de signification de 95%, avec un nombre de degrés de liberté γ . Pour qu'une loi soit considérée comme vérifiée, les critères suivants doivent être respectés : χ^2 calculé < χ^2 théorique.

- ❖ **Les précipitations décennales**

Loi d'ajustement	P _{max,j} (mm)
Galton	87.3
Gumbel	84.7
GEV	87.1

Selon les résultats fournis par le logiciel HYFRANPlus, on obtient les données suivantes :

Tableau II.7 : Les résultats du test Khi-deux.

Loi d'ajustement	Nombre de classe	P	Degré de liberté	$\chi^2_{\text{théorique}}$	$\chi^2_{\text{calculé}}$	Comparaison	Remarque
Galton	7	0.5407	4	9.49	3.1	3.1<9.49	Vérifier
Gumbel	7	0.1991	4	9.49	6	6<9.49	Vérifier
GEV	7	0.4539	3	7.81	2.62	2.62<7.81	Vérifier

Interprétation

La validité du test est confirmée pour les trois lois le test de Pearson indiquant une bonne adéquation dans chaque cas. Etant donné que l'ajustement est satisfaisant pour l'ensemble des distributions et que les valeurs théoriques du khi sont proches, la sélection finale privilégiera la loi associée à la précipitation maximale.

Après la comparaison entre les lois on a trouvé que la loi de Galton est la plus adéquate.

$$P_{\max,j}=87.3 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{I.16}$$

II.6. Calcul des pluies et des intensités de courte durée

Dans le cadre de notre analyse, nous procéderons à l'estimation des valeurs et des intensités des précipitations de courte durée, en nous basant sur les résultats issus de l'ajustement des données à la loi de Galton. Ce calcul repose sur l'exploitation des précipitations maximales journalières, selon la relation suivante :

$$P_{t,p\%}=P_{\max,j,p\%} \wedge \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots \text{I.17}$$

Avec :

P_{t,p%} : pluie de courte dure correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%)

(en mm).

$P_{\max,j,p\%}$: pluie maximales journalière correspondante a une fréquence de dépassement donnée ($p\%$) (en mm).

t : durée de l'averse (h).

b : exposant climatique, $b=0.38$, selon l'ANRH Annaba.

♦ Intensité moyenne de courte durée

Pour calculer l'intensité moyenne $I_{t,p\%}$ de la précipitation $P_{t,p\%}$ (en mm) sur une durée courte t (heures) et à une fréquence de dépassement donnée $p\%$, on utilise la formule de **Montanari** :

$$I_{t,p\%} = \frac{P_{t,p\%}}{t} \dots\dots\dots \text{II.18}$$

Avec :

$I_{t,p\%}$: intensité moyenne de courte durée correspondante à une fréquence de dépassement donnée ($p\%$) (mm/h).

$P_{t,p\%}$: pluie de courte durée correspondante à une fréquence de dépassement donnée ($p\%$) (en mm).

t : durée de l'averse (h).

Dans les projets d'assainissement, l'estimation des débits pluviaux s'appuie sur l'intensité moyenne maximale des précipitations calculées sur une courte durée de 15 minutes (0.25 heure) avec une période de retour de 10 ans.

Cette approche est privilégiée pour des raisons a la fois technico-économique et de sécurité, puisque l'utilisation d'une durée d'intégration réduite permet de mieux représenter les pluies intenses et soudaines, susceptibles d'engendrer des dégâts importants.

$$I_{15\min,10\%} = 61.633 \text{ mm/ha} = \frac{61.63 \times 10000}{3600} = 171.2 \text{ l/s/ha}$$

Avec : $\frac{1000}{3600}$ est le terme de conversion du (mm/h) en (l/s/ha)

❖ Les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.8: Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensités

T	5		10		20		50		100	
Xt	50.7		61.5		73.3		90.7		106	
t(h)	Pt	It	Pt	It	Pt	It	Pt	It	Pt	It
	(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)
0.1	8.959	89.588	10.878	108.776	12.834	128.338	15.326	153.259	17.319	173.195
0.2	11.658	58.292	14.156	70.778	16.701	83.506	19.944	99.721	22.539	112.693
0.25	12.690	50.760	15.408	61.633	18.179	72.717	21.709	86.836	24.533	98.132
0.5	20.577	41.153	20.051	40.102	23.657	47.315	28.251	56.502	31.926	63.852
0.75	24.004	32.006	23.391	31.189	27.598	36.798	32.957	43.943	37.244	49.659
1	26.777	26.777	26.094	26.094	30.786	30.786	36.764	36.764	41.547	41.547
2	34.846	17.423	33.957	16.978	40.063	20.032	47.843	23.921	54.066	27.0331
2	34.846	17.423	33.957	16.978	40.063	20.032	47.843	23.921	54.066	27.0331
3	40.651	13.550	39.613	13.204	46.737	15.579	55.812	18.604	63.073	21.024
4	45.347	11.337	44.189	11.047	52.136	13.034	62.26	15.565	70.359	17.59
5	49.360	9.872	48.099	9.619	56.749	11.349	67.769	13.553	76.584	15.316
6	52.901	8.816	51.55	8.591	60.821	10.136	72.631	12.105	82.078	13.679
7	56.092	8.013	54.66	7.808	64.49	9.212	77.012	11.001	87.03	12.432
8	59.012	7.376	57.505	7.188	67.847	8.48	81.021	10.127	91.56	11.445
9	61.713	6.857	60.137	6.681	70.952	7.883	84.729	9.414	95.751	10.639
10	64.234	6.423	62.594	6.259	73.851	7.385	88.191	8.819	99.663	9.966
11	66.603	6.054	64.902	5.9	76.574	6.961	91.443	8.313	103.338	9.394
12	68.842	5.736	67.084	5.59	79.149	6.595	94.517	7.876	106.812	8.901
13	70.968	5.459	69.156	5.319	81.593	6.276	97.436	7.495	110.111	8.47
14	72.995	5.213	71.131	5.08	83.923	5.994	100.219	7.158	113.256	8.089
15	74.934	4.995	73.021	4.868	86.153	5.743	102.882	6.858	116.265	7.751
16	76.795	4.799	74.834	4.677	88.292	5.518	105.436	6.589	119.151	7.446
17	78.584	4.622	76.578	4.504	90.349	5.314	107.893	6.346	121.928	7.172
18	80.31	4.461	78.259	4.347	92.333	5.129	110.262	6.125	124.605	6.922
19	81.977	4.314	79.884	4.204	94.25	4.96	112.551	5.923	127.192	6.694
20	83.591	4.179	81.456	4.072	96.105	4.805	114.766	5.738	129.695	6.484

Tableau II.8: Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensités. (suite).

T	5		10		20		50		100	
Xt	50.7		61.5		73.3		90.7		106	
t(h)	Pt	It	Pt	It	Pt	It	Pt	It	Pt	It
	(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)
21	85.155	4.055	82.98	3.951	97.903	4.662	116.914	5.567	132.122	6.291
22	86.674	3.939	84.46	3.839	99.65	4.529	118.999	5.409	134.479	6.112
23	88.15	3.832	85.899	3.734	101.347	4.406	121.026	5.262	136.77	5.946
24	89.587	3.732	87.3	3.637	103	4.291	123	5.125	139	5.791

La figure suivante montre les courbes IDF établies à partir des pluies maximales.

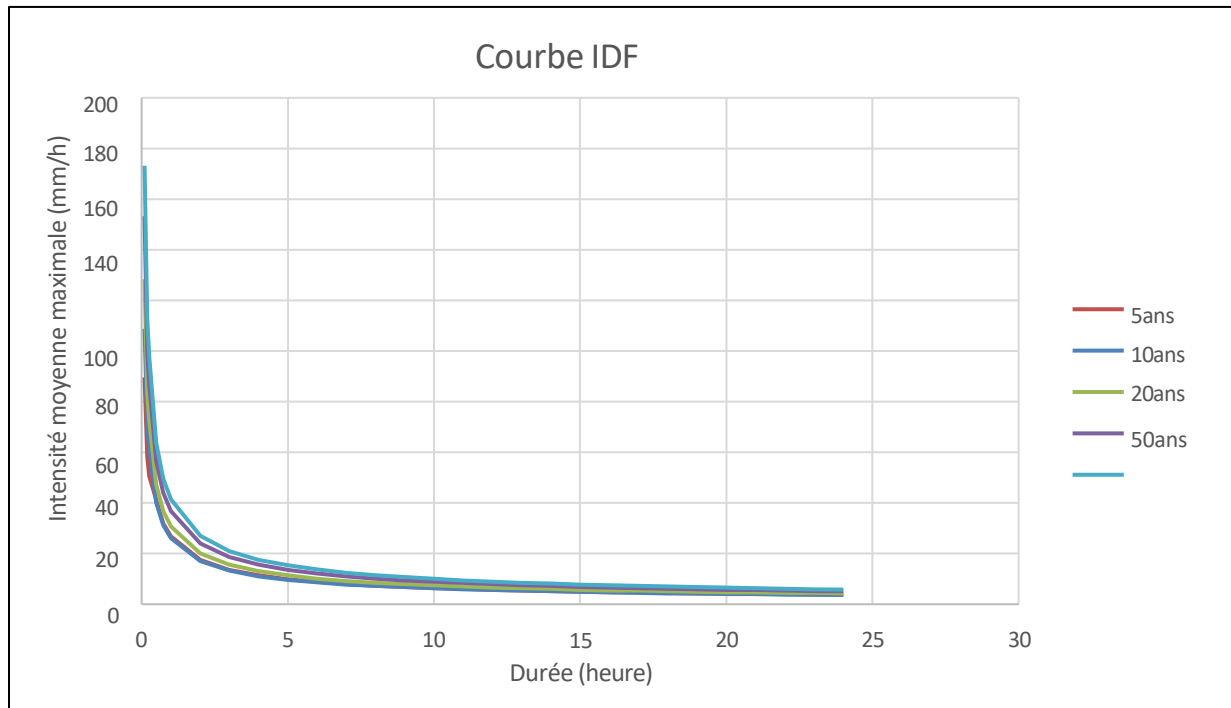


Figure II.5: Courbe intensité-durée-fréquence.

II.7. Conclusion

Dans le cadre de notre étude hydrologique approfondie, nous avons déterminé l'intensité moyenne des précipitations en n'adoptant la loi de Galton, qui s'est avéré le modèle d'ajustement le plus adapte. Pour une période de retour de 10ans et une durée de 15 minutes, l'intensité de pluie calculée est de **171.2 l/s/ha**. Ces résultats ont été essentiels pour dimensionner efficacement notre réseau, assurant ainsi une protection fiable contre les averses décennales.

Chapitre III :

Calcul de base

Introduction

Ce chapitre décrit la méthode de calcul hydraulique fondamentale employée pour la conception des réseaux d'assainissement. Cette méthode repose sur la division de la zone d'étude en plusieurs surfaces élémentaires, permettant d'attribuer des coefficients de ruissellement adaptés et d'estimer la population associée à chaque unité. Ces données constituent la base pour le calcul des débits d'eaux usées et pluviales à considérer. Le choix du tracé et urbaines de la zone concernée. Cette approche constitue la base du dimensionnement hydraulique du réseau, assurant ainsi son bon fonctionnement et sa pérennité.

III.1. Le découpage de la superficie en surface élémentaires

Le bassin versant correspond à une zone géographique généralement délimitée par des lignes de crête ou de partage des eaux. Plusieurs paramètres doivent être pris en compte pour réaliser le découpage en surface élémentaires, qui doit s'effectuer en fonction de :

- La nature des sols.
- La densité des habitations.
- Les courbes de niveau.
- Les routes et voiries existantes.
- Les pentes et contre-pentes.
- Les limites naturelles.

Pour notre étude, la surface a été décomposée en **9** surfaces élémentaires, le tableau ci-dessous représente les différentes superficies de ces dernières :

Tableau III.1 : Les superficies des surfaces élémentaires.

SB	Superficie (ha)
1	10
2	6.8
3	5
4	9.3
5	17.2

Tableau III.1 : Les superficies des surfaces élémentaires. (suite).

SB	Superficie (ha)
6	15.7
7	5.1
8	9.4
9	19.5

III.2. Système d'évacuation des eaux

La conception d'un réseau d'assainissement pour une agglomération doit prendre en compte deux aspects essentiels :

Assur un drainage efficace des eaux pluviales afin de prévenir les inondations en milieu urbain et d'éviter la formation d'eaux stagnantes après de fortes précipitations.

Garantir l'évacuation des eaux usées domestiques, des eaux vannes et éventuellement des eaux usées industrielles.

Pour cela, il est possible de mettre en place un ou plusieurs réseaux de canalisation permettant l'écoulement des eaux usées, généralement par gravité.

Trois types de systèmes d'évacuation peuvent être adoptés :

- Le système unitaire.
- Le système séparatif
- Le système pseudo-séparatif.

III.2.1. Les différents systèmes d'assainissement

✓ Le système unitaire :

Le système unitaire d'assainissement consiste à collecter simultanément les eaux usées domestiques et les eaux pluviales dans une unique conduite. Cette approche simplifiée nécessite seulement une canalisation par voie publique et un seul branchement par bâtiment, ce qui diminue le nombre d'infrastructures requises et facilite la gestion du réseau. [1]

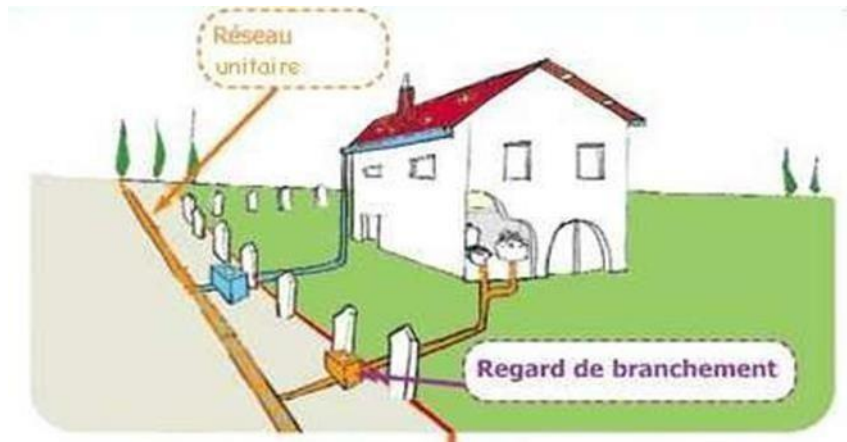


Figure III.1 : schéma représentatif des branchements dans le système unitaire.

✓ Le système séparatif

Le système séparatif d'assainissement repose sur la gestion distincte des eaux usées domestiques et des eaux pluviales, ce qui le différencie nettement du système unitaire où ces deux types d'eaux sont évacués par un même réseau. [1]

Deux réseaux distincts :

Réseau eaux usées : collecte les eaux usées provenant des ménages, industries, commerces, etc. Ces eaux sont dirigées vers une station d'épuration pour traitement avant rejet dans le milieu naturel.

Réseau eaux pluviales : collecte les eaux de pluie issues des routes, toits, espaces publics, etc. ces eaux sont généralement déversées directement dans les cours d'eau ou infiltrées dans le sol, souvent après un traitement ou une gestion adaptée pour limiter la pollution et les risques d'inondation.

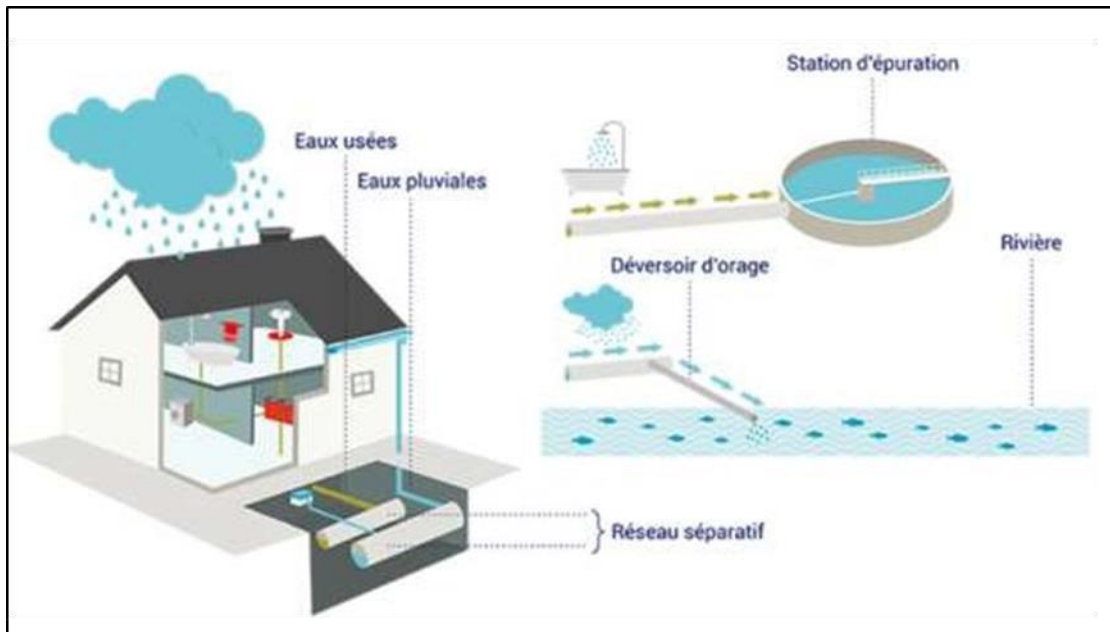


Figure III.2 : Schéma représentatif des branchements dans le système séparatif.

(Source: <https://tpdemain.com>)

✓ Le système pseudo- séparatif

Ce système est conçu de telle manière à recevoir es eaux usées et une fraction des eaux de ruissèlement. L'autre fraction des eaux de ruissellement sera transitée par les caniveaux et quelques tronçons d'ouvrage pluviaux. Il repose sur une collecte en commun des eaux de toiture et d'espace privées, avec celle des eaux usées. [1]

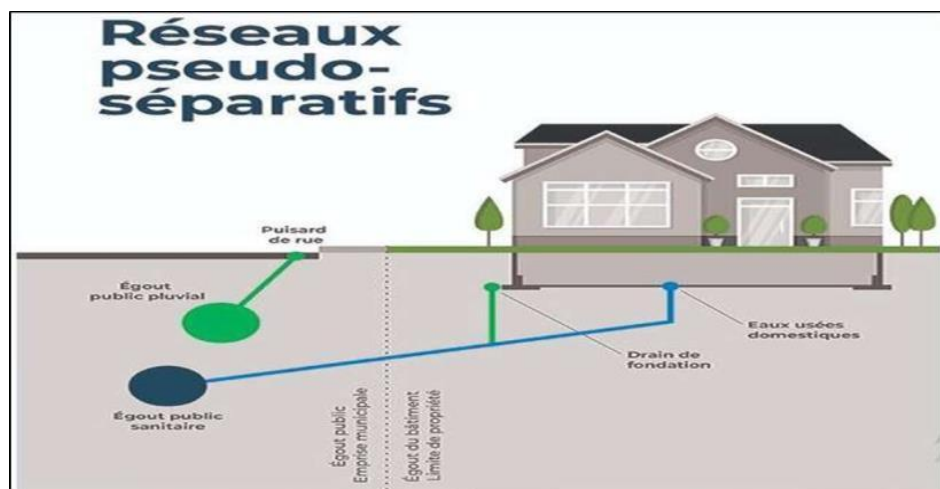


Figure III.3 : Schéma représentatif des branchements dans le système pseudo-séparatif.

(Source : GOMELLA)

Chapitre III : Calcul de base.

Tableau III.2: Les avantages et les inconvénients des différents systèmes d'évacuation

Système	Avantages	Inconvénient
Unitaire	-Un seul réseau à construire, ce qui peut réduire les couts initiaux. -Si bien dimensionné, il peut être moins couteux à entretenir qu'un système séparatif. -Les eaux pluviales aident à nettoyer les canalisations, réduisant les dépôts -Peut-être plus approprié dans des zones où le relief est faible ou l'imperméabilisation importante.	-Les eaux pluviales peuvent être chargées de polluantes et être rejetées sans traitement en cas de fortes pluies via les déversoirs d'orage. -Les stations d'épuration peuvent être saturées lors de fortes pluies entraînant des rejets non traités dans le milieu naturel. -Les canalisations doivent être dimensionnées pour faire face aux fortes pluies, ce qui peut entraîner un surdimensionnement en temps sec. -Nécessite un entretien régulier pour éviter les problèmes d'encrassement et de colmatage.
Séparatif	-Le réseau séparatif permet un traitement plus efficace des eaux usées en l'isolant des eaux pluviales. cela évite la dilution des eaux usées et stabilise leur débit vers les stations d'épuration améliorant ainsi le rendement du traitement. -En séparant les eaux pluviales, on limite les surcharges du réseau d'eau usées lors de fortes pluies, réduisant ainsi les risques de débordements et de pollution. -Les Canalisations d'eaux usées peuvent être dimensionnées plus précisément, sans avoir à prendre en compte les variations importantes de débit dues aux eaux pluviales.	-La mise en place de deux réseaux distincts augmente les couts de construction et d'entretien. -Il existe un risque non négligeable de connexions erronées entre les réseaux d'eaux usées et d'eaux pluviales, ce qui peut compromettre l'efficacité du système. -Les eaux de pluie, surtout après de longues périodes sèches, peuvent être chargées en polluants (métaux lourds, hydrocarbures) et se retrouver rejetées directement dans l'environnement sans traitement. -L'existence de deux réseaux distincts implique des opérations d'entretien et de curage plus fréquentes et plus -couteuses.

Tableau III.2: Les avantages et les inconvénients des différents systèmes d'évacuation (suite)

Système	Avantages	Inconvénient
Pseudo-séparatif	-Un des principaux avantages est la réduction des erreurs de raccordement ou les eaux usées sont rejetées dans les réseaux d'eaux pluviales, ou inversement, car il n'ya qu'un seul réseau pour les eaux usées des bâtiments. -En acheminant les eaux de pluie des bâtiments vers le réseau unitaire, on réduit le risque de pollution des eaux de surface en évitant les déversements directs dans les milieux récepteurs. -Par rapport à un système entièrement séparatif le pseudo-séparatif peut engendrer des coûts de construction et d'entretien plus faibles notamment grâce à la réduction du nombre de réseaux. -Ce système peut être adapté aux zones où un réseau entièrement séparatif serait trop coûteux ou difficile à mettre en œuvre. -Les eaux pluviales qui rejoignent le réseau unitaire peuvent aider à l'auto-nettoyage des canalisations, réduisant ainsi les problèmes d'encrassement.	-Le dédoublement du réseau, même partiel, peut engendrer un cout initial plus important que le système unitaire. -Le raccordement de chaque bâtiment a deux réseaux différents peut être complexe et source d'erreurs -Le système mixte peut nécessiter un entretien plus spécifique et coûteux des deux réseaux. -Si les eaux pluviales ne sont pas correctement gérées, elles peuvent toujours être polluées et avoir un impact négatif sur le milieu récepteur.

III.2.2. Choix du système d'assainissement

Plusieurs paramètres doivent être pris en compte pour sélectionner un système d'évacuation des eaux usées et pluviales, notamment :

- **Aspect économique** : il est conseillé de réaliser une étude comparative entre différentes options (système séparatif, unitaire...) afin de déterminer la solution la plus rentable.
- **Conditions de rejet** : les caractéristiques du milieu récepteur (cours d'eau, lac, système de gestion des eaux pluviales) ainsi que les normes environnementales doivent être considérées pour assurer la comptabilité des rejets.
- **Extension du réseau** : en cas d'agrandissement du réseau d'assainissement, il est essentiel d'intégrer le système existant dans la réflexion pour garantir la cohérence et la continuité du réseau.
- **Topographie du terrain naturel** : la pente et la configuration du sol influencent l'écoulement gravitaire des eaux et le dimensionnement des conduites.
- **Niveau d'urbanisation et encombrement** : la densité d'habitat et la disponibilité de l'espace souterrain conditionnent le choix du système adapté.
- **Ouvrages existants** : il convient de prendre en compte les infrastructures en place et encore opérationnelles pour optimiser les investissements et éviter des travaux inutiles.
- **Cours d'eau récepteur** : le débit d'étiage, la nature du cours d'eau et les risques de submersion de l'émissaire influencent le choix du système et les modalités de rejet.

Pour notre projet, nous avons opté pour le **pseudo-séparatif**.

III.3. Schémas du réseau d'évacuation

Les réseaux d'assainissement fonctionnent essentiellement en écoulement gravitaire. Ils sont donc fortement tributaires du relief si l'on ne veut pas aboutir à des tranchées trop profondes. En fonction du système d'assainissement et de la topographie, nous distinguons divers schémas.

✓ Schéma perpendiculaire

L'écoulement se fait directement dans le cours d'eau. Ce type de schéma ne permet pas la concentration des eaux vers un point unique d'épuration et rend celle-ci difficile.

Il n'est guère utilisable que pour les réseaux d'eaux pluviales dans les systèmes séparatifs, avec un rejet dans un cours d'eau. Il permet par contre un tracé très économique, ne nécessitant pas de grosses sections. En fonction de la direction des collecteurs par rapport à celle du cours d'eau, on distingue le schéma perpendiculaire et étagé.

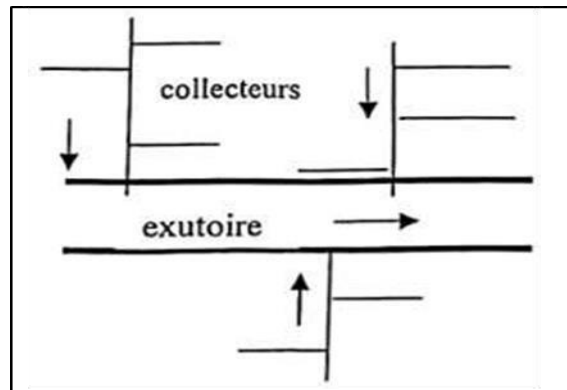


Figure III.4 : Schéma perpendiculaire

(Source : Polycopie SALAH BOUALEM)

✓ Schéma par déplacement latéral

Dans le cas où une épuration est nécessaire, on a tout intérêt à transporter les eaux vers une station unique ; ceci peut être obtenu soit par un tracé oblique, soit par un collecteur latéral.

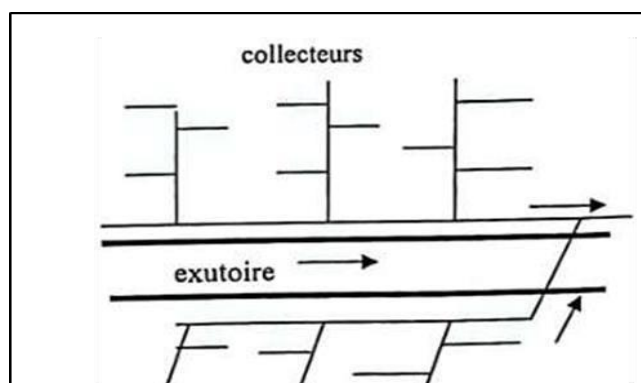


Figure III.5 : Schéma par déplacement latéral

(Source : Polycopie SALAH BOUALEM)

✓ Schéma du collecteur par zones étagées

C'est un réseau de collecteurs à déplacement avec des collecteurs secondaires longitudinaux.

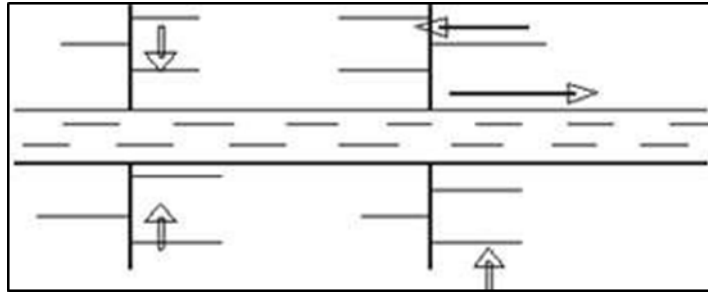


Figure III.6 : Schéma du collecteur par zones étagées

✓ Schéma radial

Ce schéma est utilisé dans les terrains plats, pour collecter tous les effluents en un point (puits de collecte) par la suite un relevage. il est nécessaire pour le transit vers le cours d'eau récepteur, ()

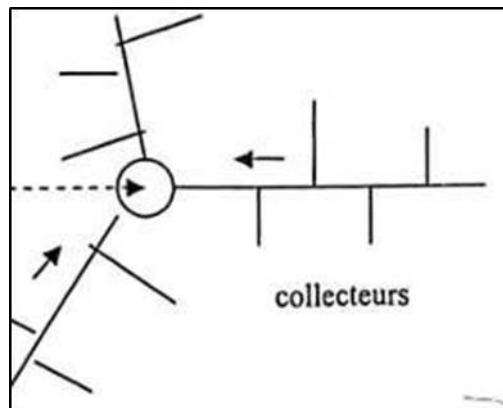


Figure III.7: Schéma type radial.

✓ Schéma transversal ou oblique

Les collecteurs sont disposés de manière oblique ou transversale par rapport aux axes de circulation principaux. Ce type de schéma est choisi pour s'adapter à des contraintes spécifiques du terrain, comme des voies non orthogonales, des obstacles naturels ou artificiels, ou des réseaux existants à intégrer.

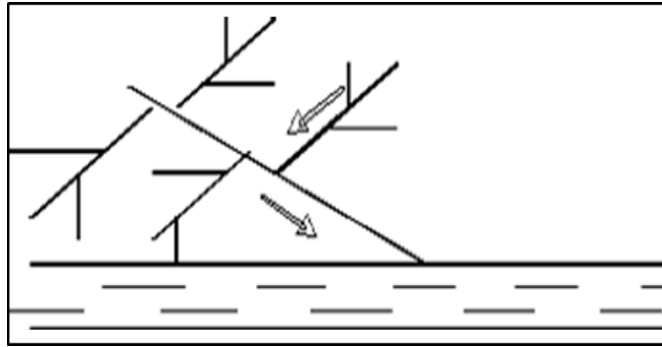


Figure III.8: Schéma transversal ou oblique.

III.3.1. Le choix du schéma d'évacuation

En analysant la nature du relief de l'agglomération, on doit choisir le schéma d'évacuation et son tracé, en fonction de :

- ◆ La répartition des habitations à travers la zone urbanisée.
- ◆ La topographie du terrain et des pentes.
- ◆ L'emplacement de la station d'épuration si elle existe.
- ◆ L'endroit de l'exutoire.

✚ Pour notre projet, le schéma convenable est celui par déplacement latéral.

III.4. Le coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement est le rapport caractérisant le volume d'eau qui ruissèle de cette surface au volume d'eau tombé sur cette surface.

Ce coefficient peut doubler le débit d'eau pluviale, ce qui rend nécessaire un découpage homogène des sous-bassins pour minimiser les erreurs d'estimation. La valeur de coefficient de ruissellement, qui varie de 0.05 à 1, dépend de plusieurs facteurs, [2]notamment :

- La nature du sol.
- La pente du terrain.
- Le mode d'occupation du sol.
- La densité de la population.
- La durée de pluie.
- L'humidité de l'air.

III.4.1. Estimation du coefficient de ruissellement pour chaque surface élémentaire

✓ En fonction du type d'occupation du sol

Le tableau suivant présente les coefficients de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol.

Tableau III.3 : coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol.

Type d'occupation du sol		Cr
Commercial		0.70-0.95
Résidentiel	Lotissement	0.30-0.50
	Collectifs	0.50-0.75
	Habitats dispersé	0.25-0.40
Industriel		0.50-0.80
Parcs et jardins publics		0.05-0.25
Terrains de sport		0.1-0.3
Terrains vagues		0.05-0.13
Terrains agricoles	Drainées	0.05-0.13
	Non drainées	0.03-0.07

(Source : Satin et al. (2006)).

✓ En fonction de la catégorie d'urbanisation

Le tableau suivant présente les coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.

Tableau III.4 : Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.

Catégories d'urbanisation	Cr
Habitations très dense	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 Fédération (1970))

✓ En fonction de la densité de la population

Le tableau suivant présente les coefficients de ruissellement en fonction de la densité de la Population.

Chapitre III : Calcul de base.

Tableau III.5 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population.

Densité de la population (hab / ha)	Cr
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 et plus	0.80 – 0.90

(Source: Polycopier Salah Boualem 2014)

✓ En fonction de la nature des surfaces

Le tableau suivant présente les coefficients de ruissellement en fonction de la nature des surfaces.

Tableau III.6: coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces.

Nature de la surface	Cr
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)).

Chapitre III : Calcul de base.

✓ En fonction de surface drainée

Le tableau suivant présente les coefficients de ruissellement en fonction de surface drainée.

Tableau III.7: coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée.

Surface	Cr
Chaussée en béton asphaltée	0.70 - 0.95
Chaussée en brique	0.70 - 0.85
Toiture	0.75 - 0.95
Terrain gazonné, sol sablonneux	
Plat (pente < à 2 %).	0.05 - 0.10
Pente moyenne de 2 à 7 %.	0.10 - 0.15
Pente abrupte	0.15 - 0.20
Entrée de garage en gravier	0.15- 0.30

(Source : Polycopier Salah Boualem 2014).

Le tableau suivant résumé les résultats du coefficient de ruissellement de chaque surface élémentaire.

Tableau III.8: Détermination du coefficient ruissellement de chaque surface élémentaire.

SB	Cr
1	0.65
2	0.8
3	0.65
4	0.6
5	0.75
6	0.7
7	0.65
8	0.65
9	0.75

III.4.2. Détermination du nombre d'habitant pour chaque surface élémentaire

Après avoir déterminé les coefficients de ruissellement de chaque surface élémentaire, nous procédons au calcul du coefficient de ruissellement pondéré total de la surface. Cela permet de calculer la densité partielle de chaque surface élémentaire, à partir de laquelle le nombre d'habitants par unité de surface est estimé.

✓ Calcul du coefficient du ruissellement pondéré total

Le coefficient de ruissellement pondéré total se calcul par la loi suivante :

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i \times C_{ri}}{A} \dots\dots\dots \text{I.1}$$
$$C_{rp} = 0.69$$

Avec :

C_{rp} : le coefficient de ruissellement pondéré.

A_i : La superficie de chaque surface élémentaire.

C_{ri} : Coefficient de ruissellement de chaque surface.

A : la surface totale de l'agglomération.

✓ Calcul de la densité partielle de chaque surface élémentaire

La densité partielle de chaque sous bassin est exprimée par la relation :

$$D_i = \frac{C_{ri} \times P_t}{C_{rp} \times A} \dots\dots\dots \text{I.2}$$

Avec :

C_{rp} : le coefficient de ruissellement pondéré.

C_{ri} : Coefficient de ruissellement de chaque surface.

A : la surface totale de l'agglomération.

P_t : nombre d'habitants total à l'horizon (13967).

Chapitre III : Calcul de base.

✓ Calcul de nombre d'habitants pour chaque surface élémentaire

Le nombre d'habitations pour chaque surface élémentaire est exprimé par la formule suivante :

$$P_i = D_i * A_i \dots\dots\dots I.3$$

Les résultats sont résumés par le tableau suivant :

Tableau III.9 : Détermination du nombre d'habitation pour chaque surface élémentaire.

SB	Ai (ha)	Cr	Di	Pi (hab)
1	10	0,65	134	1340
2	6,8	0,8	165	1122
3	5	0,65	134	670
4	9,3	0,6	124	1153
5	17,2	0,75	155	2666
6	15,7	0,7	145	2276
7	5,1	0,6	124	632
8	9,4	0,6	124	1165
9	19,5	0,75	155	3022

III.5. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons découpé notre zone d'étude en 9 surfaces élémentaires, afin de minimiser les erreurs dans l'estimation des coefficients de ruissellement. Nous avons ensuite déterminé ces coefficients, dont les valeurs varient entre. Par la suite, nous avons estimé le nombre d'habitations correspondant à chaque surface élémentaire. Par ailleurs, un système pseudo séparatif d'assainissement ainsi qu'un schéma d'évacuation par déplacement latéral ont été adoptés

Chapitre IV :

Estimation des débits à
évacuer.

Introduction

L'évaluation des débits à gérer est une étape clé dans la conception et le dimensionnement des réseaux d'assainissement. Elle permet de quantifier les volumes d'eaux usées et pluviales que le système devra capter et acheminer sans risquer de débordements ou de reflux. Ces débits dépendent des caractéristiques du bassin versant, des usages humains concernés ainsi que des conditions climatiques locales.

Une estimation rigoureuse assure non seulement un fonctionnement hydraulique optimal du réseau, mais contribue également à la protection de l'environnement et à la durabilité des infrastructures.

IV.1. Origine des eaux à évacuer

Les eaux usées et les eaux pluviales constituent deux types principaux d'eaux à gérer dans les réseaux d'assainissement.

IV.1.1. Les eaux usées

IV.1.1.1. Eaux usées d'origine domestique

Elles proviennent des différents usages domestiques de l'eau et sont, essentiellement, porteuses de pollution organique :

- Eaux ménagères (salles de bains et cuisines) sont généralement chargées de détergents, de graisses, de solvants, de débris organiques...
- Eaux-vannes (rejets des toilettes) chargées de diverses matières organiques azotées et de germes fécaux. [6]

IV.1.1.2. Les eaux usées industrielles

Très différentes des eaux usées domestiques, leurs caractéristiques varient d'une industrie à l'autre.

En plus de matières organiques, azotées ou phosphorées, elles peuvent contenir :

- Des produits toxiques
- Des solvants
- Des métaux lourds
- Des micropolluants organiques

- Des hydrocarbures...

Certaines de ces eaux usées font l'objet d'un prétraitement de la part des industriels avant d'être rejetées dans les réseaux de collecte.

IV.1.1.3Eaux usées des services publics

Les eaux usées provenant des services publics sont principalement issues du nettoyage des espaces publics. Elles sont généralement collectées par les dispositifs de récupération des eaux pluviales, sauf dans le cas d'un réseau unitaire. Les autres besoins liés aux services publics sont intégrés et considérés conjointement avec les besoins domestiques.

IV.1.1.4. Les eaux claires parasites

Les eaux claires parasites proviennent soit de l'infiltration de la nappe phréatique dans le réseau d'assainissement à cause de son manque d'étanchéité, soit de l'introduction accidentelle d'eaux pluviales due à des erreurs de branchement.

Ces eaux indésirables peuvent pénétrer dans les réseaux d'assainissement dans différents cas :

- Mauvaise installation des canalisations : une pose incorrecte peut engendrer des fissures ou des défauts, offrant ainsi un passage aux eaux parasites.
- Défaut d'étanchéité des joints : un raccordement inadéquat entre les conduites peut laisser infiltrer les eaux parasites.
- Ecoulement hypodermique : ce phénomène survient lorsque les eaux souterraines circulent sur un substrat situé sous la surface naturelle du sol, ce qui peut soulever les canalisations et provoquer des fissures propices à l'infiltration.
- Fissuration du collecteur : les canalisations fissurées deviennent des points d'entrée pour les eaux parasites.
- Action des racines d'arbres : les racines peuvent déformer ou endommager les conduites, favorisant ainsi l'infiltration.
- Remontée de la nappe phréatique : cette élévation peut soulever les conduites, entraîner des dommages structurels et favoriser l'intrusion des eaux parasites.

La quantification des débits d'eaux parasites étant difficile en raison de la complexité du phénomène, on estime habituellement ce débit à environ 0.15 l/s/ha

IV.1.2. Les eaux pluviales

Les eaux pluviales pouvant être collectées dans un réseau d'égouts comprennent non seulement les eaux météoriques directement recueillies sur la surface considérée, mais aussi celles qui y transitent en raison de la topographie ou de l'intervention humaine. Ces eaux peuvent ruisseler à la surface du terrain ou être acheminées par d'autres canalisations

souterraines, qu'il s'agisse d'eaux de pluie, d'eaux de drainage ou d'eaux de source.

IV.2. Evaluation des débits des eaux usées

Le débit des eaux usées qui circule dans les canalisations est directement lié à la consommation d'eau.

Cette variation dépend principalement du volume d'eau utilise par les usagers. Cependant, il est important de noter que toute l'eau consommée ne revient pas intégralement dans le réseau d'assainissement. En moyenne, on estime que seulement entre 70% et 80% de cette eau est effectivement rejetée dans le réseau, ce taux étant appelé coefficient de rejet.

IV.2.1. Evaluations des débits des eaux domestiques

➤ Débit moyen journalier

Les eaux usées à évacuer sont estimées en fonction de la quantité d'eau potable consommée. On peut calculer le débit moyen journalier des rejets en se basant sur la formule suivante :

$$Q_{moy,j}^{dom} = \frac{Kr * D * N_{hab}}{86400} \dots \dots \dots V.1$$

$Q_{moy,j}^{dom}$: Débit moyen journalier des eaux usées domestiques.

N_{hab} : nombre d'habitants à l'horizon étudié.

Kr: coefficient de rejet est estime à 80% de la quantité d'eau potable consommée.

D: dotation journalière prise égale à 180 l/j hab.

Le terme est pour la conversion (l/j) en (l/s).

➤ Débits de pointe

De la même manière que la consommation, les émissions d'eaux usées fluctuent également pendant la journée. Il s'agit donc de déterminer le débit de pointe des eaux usées, qui peut être calculé selon la formule suivante :

$$Q_p^{dom} = Kp * Q_{moy,j}^{dom} \dots \dots \dots V.2$$

Q_p^{dom} : Débit de pointe des eaux usées domestiques (l/s).

$Q_{moy,j}^{dom}$: Débit moyen journalier rejeté.

Kp : coefficient de pointe, calculé à partir du débit moyen de rejet :

$$Kp = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy,j}^{dom}}} \text{ si } Q_{moy,j}^{dom} \geq 2.8 \text{ (l/s)} \dots \dots \dots V.3$$

$$K_p=3 \text{ si } Q_{moy,j}^{dom} < 2.8 \text{ (l/s)} \dots\dots\dots V.4$$

L'évaluation des débits de pointe, les coefficients de pointe de chaque sous bassin sont illustrés dans le tableau :

Tableau IV.1 : Evaluation des débits des eaux usées domestiques pour chaque surface élémentaire.

SB	P _i	Dotation (l/j)	K _r	Q _{moy.usé} (l/s)	K _p	Q _{pt.usé} (l/s)
1	1340	180	0,8	2,233	3,0	6,699
2	1122	180	0,8	1,87	3,0	5,61
3	670	180	0,8	1,117	3,0	3,351
4	1153	180	0,8	1,922	3,0	5,766
5	2666	180	0,8	4,443	2,7	11,996
6	2276	180	0,8	3,793	2,8	10,62
7	632	180	0,8	1,053	3,0	3,159
8	1165	180	0,8	1,942	3,0	5,826
9	3022	180	0,8	5,037	2,6	13,096

IV.2.2. Evaluation des débits des eaux publics

L'évaluation de ces débits se réalise de façon comparable à celle des eaux domestiques, en s'appuyant sur la consommation spécifique d'eau potable propre à chaque type d'utilisateur.

Les résultats des calculs des débits d'eaux usées pour les équipements correspondant à chaque surface élémentaire sont rassemblés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.2 : Evaluation des débits des eaux usées publics pour chaque surface élémentaire.

SE	Equipement	Unité	Dotation l/j/unité	Nbr d'unité	Qmoy. usé (l/j)	Qmoy.usé (l/s)	Kp	Qusé. pt	Q _{pt.usé} (l/s)
1	mosquée	fidèle	20	40	800	0.009	3	0.028	0.191
	primaire	élève	15	150	2250	0.026	3	0.078	
	Salle desport	personne	50	20	1000	0.012	3	0.035	
	restaurant	place	20	50	1000	0.012	3	0.035	
2	APC	fonctionnaire	15	25	375	0.004	3	0.013	0.574
	Centre commercial	WC	1000	5	5000	0.058	3	0.174	
	Algérie poste	bureau	25	5	125	0.001	3	0.004	
	lycée	élève	15	300	4500	0.052	3	0.156	
	CEM	élève	15	150	2250	0.026	3	0.078	
	restaurant	place	20	200	4000	0.046	3	0.139	
	Marché	client	10	30	300	0.003	3	0.010	
3	Protection civile	fonctionnaire	40	20	800	0.009	3	0.028	0.069
	SONELGAZ	bureau	25	15	375	0.004	3	0.013	
	Sureté urbaine	fonctionnaire	15	40	600	0.007	3	0.021	
	piscine	baigneur	20	10	200	0.002	3	0.007	

Tableau IV.2 : Evaluation des débits des eaux usées publics pour chaque surface élémentaire.(suite).

SE	Equipement	Unité	Dotation l/j/unité	Nbr d'unité	Qmoy. usé (l/j)	Qmoy.usé (l/s)	Kp	Qusé. pt	Qpt.usé (l/s)
4	restaurant	place	20	200	4000	0.046	3	0.139	0.465
	primaire	élève	15	300	4500	0.052	3	0.156	
	dortoir	chambre	250	20	5000	0.058	3	0.17	
5	Hôpital	lit	400	200	80000	0.926	3	2.778	2.856
	CEM	élève	15	150	2250	0.026	3	0.078	
6	CFPA	personne	15	300	4500	0.052	3	0.156	0.156
7	Direction et musée EL Moudjahidine	visiteur	10	40	400	0.005	3	0.014	0.077
	Ecole des beaux- arts	élève	15	40	600	0.007	3	0.021	
	mosquée	fidèle	20	60	1200	0.014	3	0.042	
8	Lavage auto	voiture	150	30	4500	0.052	3	0.156	0.173
	stade	vestiaire	25	20	500	0.006	3	0.017	
9	Groupeement gendarmerie	fonctionnaire	25	150	3750	0.043	3	0.130	0.130

IV.2.3. Evaluation des débits des eaux parasites

Ce débit est compris entre 0.05 et 0.15 l/s/ha.

$$Q_p = A_i * q \dots\dots\dots V.5$$

Avec : $q=0.15$ l/s/ha

Les résultats de calcul de chaque surface élémentaire sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Evaluation des débits des eaux parasites pour chaque surface élémentaire.

SE	Superficie (ha)	q l/s/ha	Q _{parasite} l/s
1	10	0.15	1,5
2	6,8	0.15	1,02
3	5	0.15	0,75
4	9,3	0.15	1,395
5	17,2	0.15	2,58
6	15,7	0.15	2,355
7	5,1	0.15	0,765
8	9,4	0.15	1,41
9	19,5	0.15	2,925

IV.2.4. Les débits totaux des eaux usées à évacuer

Les débits totaux des eaux usées sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.4 : les débits totaux des eaux usées.

SE	Q _{pt.usé (dom)} l/s	Q _{pt.usé (eq)} l/s	Q _{parasite} l/s	Q _{usé.total} l/s
1	6,699	0.191	1,5	8.39
2	5,61	0,574	1,02	7.204
3	3,351	0,069	0,75	4.17
4	5,766	0,465	1,395	7.626
5	11,996	2,856	2,58	17.432
6	10,62	0,156	2,355	13.131
7	3,159	0,077	0,765	4.001
8	5,826	0,173	1,41	7.409
9	13,096	0,13	2,925	16.151

IV.3. Evaluation des débits pluviaux

Le dimensionnement d'un réseau pluvial s'appuie sur l'évaluation des précipitations les plus intenses correspondant à une période de retour spécifique, généralement de 10 ans (débit décennal).

Pour calculer les débits pluviaux nécessaires, on utilise des méthodes telles que la méthode rationnelle ou la méthode de Caquot.

Ces méthodes permettent de calculer les débits pluviaux en fonction de divers paramètres tels que l'intensité de la pluie, la superficie drainée, et les caractéristiques du bassin versant, afin de dimensionner correctement les infrastructures d'assainissement et de prévenir les risques d'inondation. [3]

IV.3.1. Méthode rationnelle

La méthode rationnelle est une approche utilisée pour estimer le débit de pointe des eaux pluviales lors d'événements pluvieux intenses, le résultat est meilleur pour des surfaces plus faibles du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement. Elle se base sur la formule qui exprime le débit de pointe comme le produit de la superficie du sous bassin, de l'intensité de pointe de la pluie, un coefficient de ruissellement, et un coefficient réducteur de l'intensité de pluie.

Cette méthode est utilisée pour les surfaces inférieures à 150ha. Le débit pluvial est déterminé par la formule suivante : [3]

$$Q_{pluv} = \alpha \times Cr \times i \times A \dots\dots\dots V.6$$

Avec :

Q_{pluv} : débit d'eau de ruissellement (l/s).

α: coefficient réducteur de l'intensité de pluie.

Cr : coefficient de ruissellement

i : intensité moyenne de précipitations (l/s/ha).

A : la surface du sous bassin (ha).

IV.3.1.1. Coefficient réducteur de l'intensité de pluie

C'est un coefficient déterminé expérimentalement qui tient compte de la répartition irrégulière des pluies courtes de forte intensité. Si la surface est inférieure ou égale à 10 ha on prend α est égale à 1. Sinon, on considère une surface assimilée à un rectangle de longueur.

« x » et une largeur moyenne « y » drainée par un collecteur.[3]

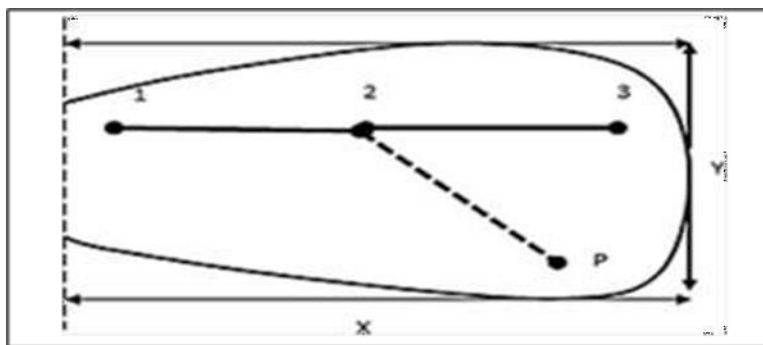


Figure IV.1: Principe schématique de détermination du α . [3]

Avec :

P : point se trouve en amont du collecteur (1-2)

(P-2) : la distance du point 2 située à l'amont du tronçon étudié au point P.

Le tableau suivant présente les valeurs du coefficient « α » en fonction de la distance.

Tableau IV.5 : Valeur du coefficient réducteur « α », en fonction de la distance.

(P-2) en m	200	400	600	800	1000	1200	1400
$Y < X/2$	0.91	0.88	0.85	0.83	0.81	0.79	0.77
$Y > X/2$	0.9	0.86	0.83	0.8	0.78	0.76	0.75
(P-2) en m	1600	1800	2000	2200	2400	2600	2800
$Y < X/2$	0.76	0.75	0.73	0.72	0.7	0.69	0.68
$Y > X/2$	0.72	0.7	0.69	0.67	0.66	0.64	0.63

IV.3.1.2. Hypothèses de la méthode rationnelle

Les hypothèses de la méthode rationnelle sont :

- ✓ L'écoulement est considéré comme uniforme.
- ✓ On suppose que les surfaces élémentaires, de formes caractéristiques, possèdent la même nature de sol.
- ✓ Le débit de pointe est enregistré à l'exutoire lorsque la durée de l'averse dépasse le temps de concentration de la zone étudiée.
- ✓ Le coefficient de ruissellement reste constant tout au long de la durée de la pluie.
- ✓ Le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne maximale de la pluie.

IV.3.1.3. Limites de la méthode rationnelle

Il est nécessaire de vérifier les conditions d'application de la méthode rationnelle pour pouvoir l'appliquer, ces limites sont :

- Coefficient de ruissellement : $0.2 \leq Cr \leq 1$.
- Surface totale : $A < 150$ ha.
- La pente : $0.2\% \leq I \leq 5\%$.
- Longueur de collecteur principale : $200 \text{ m} \leq L \leq 2800 \text{ m}$.
- Le temps de concentration ne dépasse pas 30 min.

IV.3.1.4. Critique de la méthode rationnelle

- La division de la surface totale en petites surface élémentaires reste souvent une approximation assez grossière.
- On considère que le coefficient de ruissellement demeure constant sur l'ensemble de la surface pendant toute la durée de l'averse, ce qui est fréquemment éloigné de la réalité.
- Cette méthode ne prend pas en considération le stockage temporaire de l'eau à la surface.

IV.3.1.5. Inconvénients de la méthode rationnelle

- il est souvent complexe d'évaluer avec précision le temps de concentration.
- La méthode ne prend pas en compte la répartition géographique des précipitations ni les variations d'intensité.
- Elle a tendance à minimiser les débits de pointe réellement observés.

IV.3.1.6. Le temps de concentration

C'est une caractéristique d'une surface définie comme étant le temps mis par la pluie tombée au point le plus éloigné à la durée d'écoulement pour atteindre l'entrée du collecteur qui doit évacuer l'apport drainée de la surface considéré. Le temps de concentration se compose :

- Du temps t_1 en minutes mis par l'eau pour s'écouler dans la canalisation de la longueur « L » avec une vitesse « v »

$$t_1 = \frac{L}{60v} \dots\dots\dots \text{V.7}$$

- Du temps t_2 mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement. Ce temps varie de 2 à 20min.
- Du temps t_3 de ruissellement dans une surface de pente i en % ne comportant pas de canalisation autrement dit du parcours superficiel de la surface de longueur L_s en km.

$$t_2 = \frac{L_s}{11\sqrt{i}} \dots\dots\dots \text{IV.8}$$

Trois cas peuvent être envisagés

- La surface urbanisée ne comporte pas de canalisation. $t_c = t_3$
- La surface urbanisée comporte un parcours superficiel puis une canalisation. $t_c = t_1 + t_3$
- La surface urbanisée comporte une canalisation $t_c = t_1 + t_2$

IV.3.2. Calcul des débits pluviaux

Les résultats des calculs des débits pluviaux pour chaque surface élémentaire sont consignés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.6 : Evaluation des débits des eaux pluviales pour chaque surface élémentaire.

SB	Ai (ha)	Cr	α	I (l/s/ha)	Qpluv (l/s)
1	10	0,65	1	171,2	1112,80
2	6,8	0,8	1	171,2	931,33
3	5	0,65	1	171,2	556,40
4	9,3	0,6	1	171,2	955,30
5	17,2	0,75	0,9	171,2	1987,63
6	15,7	0,7	0,9	171,2	1693,34
7	5,1	0,6	1	171,2	523,87
8	9,4	0,6	1	171,2	965,57
9	19,5	0,75	0,9	171,2	2253,42

IV.4. Evaluation des débits totaux

On passe maintenant au calcul final des débits usés, pluviaux, parasites et d'équipement de notre agglomération dans chaque surface élémentaire :

Tableau IV.7 : Evaluation des débits totaux pour chaque surface élémentaire.

SB	Qusé.total l/s	Qpluv l/s	Qtotal l/s
1	8.39	1112,80	1121,19
2	7.204	931,33	938,53
3	4.17	556,40	560,57
4	7.626	955,30	962,926
5	17.432	1987,63	2005,062
6	13.131	1693,34	1706,47
7	4.001	523,87	527,87
8	7.409	965,57	972,98
9	16.151	2253,42	2269,57

IV.5. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons estimés les débits des eaux usées et pluviales pour chacun des surfaces élémentaires étudiées. Ces calculs hydrauliques ont contribué à une meilleure compréhension du fonctionnement des écoulements au sein du réseau. Les résultats obtenus constituent une base essentielle pour le dimensionnement précis de réseau ainsi que pour la planification des ouvrages annexes nécessaires

Chapitre V :

**Calcul hydraulique du réseau
d'assainissement.**

Introduction

Ce chapitre expose les principes fondamentaux du dimensionnement ainsi que les calculs hydrauliques indispensables à la conception d'un réseau d'assainissement. Il a pour objectif de définir les caractéristiques des conduites nécessaires pour garantir un écoulement efficace et sécurisé des eaux usées et des eaux pluviales.

V.1. Conception du réseau d'assainissement

La conception d'un réseau d'assainissement consiste à représenter graphiquement l'ensemble des éléments qui composent les différentes branches du réseau.

- Les collecteurs : ils doivent être dimensionnés de manière à pouvoir transporter en permanence l'intégralité des débits issus des conduites qu'ils desservent leur définition repose sur plusieurs critères :
 - ❖ Positionnement.
 - ❖ Profondeur.
 - ❖ Dimensions (diamètre intérieur et extérieur).
 - ❖ Pente.
- **Les regards** : de différents types (de visite, de jonction, etc.) ils sont également caractérisés par :
 - ✓ Leur emplacement
 - ✓ Leur profondeur
 - ✓ Leur cote

En règle générale, un système d'assainissement fonctionne par écoulement gravitaire, sauf dans certains cas spécifiques, comme les contre-pentes, ou un système de relevage devient nécessaire.

V.2. Dimensionnement du réseau d'assainissement

V.2.1. Conditions d'écoulement et de dimensionnement

Le système d'évacuation retenu pour ce projet est un système gravitaire, caractérisé par un écoulement uniforme à surface libre. Ce dispositif doit garantir une vitesse d'écoulement suffisante pour assurer l'auto-courage, tout en prévenant la détérioration des conduites :

- **Vitesse minimale pour l'auto-courage**

- ✓ Au moins 0.6 m/s pour 10% du débit de pleine section
- ✓ Au moins 0.3 m/s pour 1% du débit de pleine section
- **Limite de vitesse d'érosion**
 - ✓ Entre 4 et 5 m/s, seuil maximal au-delà duquel les parois internes des conduites risquent une érosion importante, en particulier pour le béton. Cette limite varie selon le matériau constituant le collecteur.

Par conséquent, la conception du système gravitaire doit viser à maintenir des vitesses d'écoulement optimales, permettant à la fois un auto-curage efficace et la prévention des dommages dus à l'érosion des conduites.

V.2.2. Les hypothèses considérées

Avant de procéder au calcul hydraulique d'un réseau d'assainissement, on considère les hypothèses suivantes :

- ✓ L'écoulement est uniforme à surface libre.
- ✓ La perte de charge engendrée est une énergie potentielle égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval.
- ✓ Les canalisations d'égouts sont dimensionnées pour un débit en pleine section «Qps » ; malgré qu'en réalité, et dans la plupart du temps, elles ne débitent pas cette quantité.

V.3. Mode de calcul

V.3.1. Débit

Les débits circulants entre deux regards consécutifs, situés à une distance L , sont calculés en répartissant le débit total proportionnellement à l'extension du réseau pour chaque conduite. Cette répartition s'effectue après avoir estimé le débit global de chaque sous bassin

(Chapitre IV).

Les débits circulants entre deux regards consécutifs, situés à une distance L , sont calculés en répartissant le débit total proportionnellement à l'extension du réseau pour chaque conduite. Cette répartition s'effectue après avoir estimé le débit global de chaque sous-bassin.

V.3.1.1. Pour chaque sous bassin

Le débit unitaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy,uni}} = \frac{Q_t}{\sum L} \dots\dots\dots \text{V.1}$$

Avec :

$Q_{\text{moy,uni}}$: Débit moyen unitaire en (l/s/ml).

Q_t : Débit total rejeté par chaque sous bassin en (l/s).

$\sum L$: Somme des longueurs des tronçons de chaque sous bassin en (m).

V.3.1.2. Pour chaque tronçon

Le débit est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy,t}} = Q_{\text{moy,uni}} * L \dots\dots\dots \text{V.2}$$

Avec :

$Q_{\text{moy,t}}$: Débit moyen de chaque tronçon en (l/s).

$Q_{\text{moy,uni}}$: Débit moyen unitaire (l/s/ml).

L : Longueur du tronçon en (m)

V.3.2. Pente

La pente de chaque tronçon est calculée par la formule suivante :

$$i = \frac{CT_{\text{amont}} - CT_{\text{aval}}}{L} \dots\dots\dots \text{V.3}$$

Avec :

i : Pente de tronçon entre deux regards en (m/m).

CT_{amont} : Cote de terrain naturel à l'amont de tronçon en (m)

CT_{aval} : Cote de terrain naturel à l'aval de tronçon en (m).

L : longueur de tronçon en (m).

VI.3.3.Diamètre

L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre régi par la formule de la continuité :

$$Q=V*S V.4$$

Avec :

Q : Débit en (m³/s).

S : Section mouillée (m²).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

Pour le dimensionnement de notre réseau, on utilise la formule de Manning, le diamètre est déterminé par l'expression :

$$D = \left(\frac{3.2036 Q t^3}{K_s \sqrt{I}} \right)^{1/8} V.5$$

Avec :

D : Diamètre de la conduite en (m).

Q_t: Débit de chaque tronçon en (m³/s).

I: Pente de chaque tronçon en (m/m).

K_s : coefficient de rugosité dépend de la nature des parois.

Pour notre réseau d'assainissement, on prend $K_s = 95 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$ pour les conduites en PVC et $K_s = 75 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$ pour les conduites en béton. Par la suite, on normalise les diamètres à l'aide d'un catalogue des diamètres normalisés.

V.3.4. Vitesse

La vitesse plein section est calculée en fonction du diamètre normalisé (D_{nor}), la pente (I) de chaque tronçon et la nature de la conduite (k_s), à l'aide de la formule suivante :

$$V_{ps} = k_s \left(\frac{D_{nor}}{4} \right)^{2/3} \sqrt{I} \dots\dots\dots \text{V.6}$$

Après avoir déterminé la vitesse à pleine section, il suffit ensuite de calculer le débit à pleine section en utilisant cette vitesse, selon la formule suivante :

$$Q_{ps} = \pi \cdot \frac{D^2}{4} \cdot V_{ps} \dots\dots\dots \text{V.7}$$

La vitesse moyenne d'écoulement (V_{moy}), la vitesse minimale d'écoulement (V_{min}), la hauteur de remplissage moyenne (H) et la hauteur de remplissage minimale (H_{min}) dans la conduite sont calculées à partir des relations suivantes :

- Rapport des débits : $R_q = \frac{Q_t}{Q_{ps}} \dots\dots\dots \text{V.8}$
- Rapport des vitesses : $R_v = \frac{V_{moy}}{V_{ps}} \dots\dots\dots \text{V.9}$
- Rapport des hauteurs : $R_H = \frac{H}{D_{nor}} \dots\dots\dots \text{V.10}$

Les vitesses réelles :

$$V_r = R_v \times V_{ps} \dots\dots\dots \text{V.13}$$

La hauteur de remplissage :

$$H = R_H \times D \dots\dots\dots \text{V.14}$$

- **Conditions d'auto curage :**

Un réseau d'assainissement doit être conçu pour s'auto-curer, ce qui signifie qu'il doit pouvoir évacuer le sable avec les débits habituels afin d'empêcher sa décantation et la formation de dépôts, tout en évitant d'endommager la paroi des conduites par érosion.

1. $\frac{1}{10} Q_{ps}$: $V \geq 0.6 \text{ m/s}$
2. $\frac{1}{10} Q_{ps}$: $V \geq 0.3 \text{ m/s}$

VI.4. Condition d'implantation de réseau

- Le diamètre minimal des canalisations circulaires est fixé à 300 mm, pour éviter les risques d'obstruction.
- Il faut prendre la précaution de donner à la canalisation d'amont des pentes qui

permettent l'auto curage ; la pente minimale est de 0.5%.

- Le relèvement des eaux par pompage à éviter le plus que possible.
- La couverture minimale de la canalisation est de 80 cm.
- Il est préférable que la vitesse maximale a pleine section soit de l'ordre de 4 m/s.

V.5. Conclusion

Ce chapitre, dédié au dimensionnement du réseau d'assainissement, souligne l'importance d'une étude approfondie des débits, des propriétés hydrauliques et des contraintes environnementales pour définir des sections et des pentes appropriées. Ce travail de dimensionnement est fondamental pour assurer la performance et la pérennité du réseau.



Chapitre VI :

Les éléments constitutifs d'un réseau
d'assainissement.

Introduction

Dans le domaine de l'assainissement, les composants d'un réseau d'égout doivent assurer une évacuation rapide et efficace des eaux pluviales et usées, tout en prévenant la stagnation et la pollution, ce réseau comprend deux catégories d'ouvrages :

- **Les ouvrages principaux** : ils sont chargés d'évacuer les eaux jusqu'au point de rejet final.
- **Les ouvrages annexes** : leur fonction est de faciliter l'exploitation et l'entretien du réseau.

VI.1. Les ouvrages principaux

VI.1.1. Canalisations

Les canalisations sont des infrastructures destinées à transporter et évacuer les eaux usées et pluviales. Leur dimensionnement dépend du volume d'eau à évacuer. Ils se présentent principalement sous deux formes :

- **Collecteurs cylindriques** : préfabriqués en usine et identifiés par leur diamètre intérieur. Ils sont faciles à fabriquer et adaptés aux grandes sections. Cependant, ils nécessitent une tranchée large et leur faible vitesse d'écoulement en cas de faible tirant d'eau complique le curage et l'entretien.
- **Collecteurs ovoïdes** : également préfabriqués, ils sont désignés par leur hauteur et remplacent les conduites circulaires de plus de 800 mm de diamètre pour améliorer l'auto-curage. Leur principal inconvénient est leur sensibilité à l'inclinaison du sol, pouvant entraîner des déformations si le terrain est instable.

VI.1.1.1. Type de canalisation

a. Conduites en béton armé

Les tuyaux en béton armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (centrifugation, compression radiale, vibration...etc.). Les tuyaux comportent deux séries d'armateurs, la première formée des barres droites appelées génératrices, la deuxième est formée des spires en hélice continues d'un pas régulier maximale de 1.5m, la longueur utile ne doit pas être supérieure à 2m. [2]



Figure VI.2: conduites en béton armé.

(Source : fabemi.fr).

b. Conduites en fibre-ciment

Les tuyaux et pièces de raccord en amiante-ciment se composent d'un mélange de ciment portant et d'amiante en fibre fait en présence d'eau.

Ce genre se fabrique en deux types selon le mode d'assemblage ; à emboîtement ou sans emboîtement avec deux bouts lisses. Les diamètres varient de 60 à 500mm pour des longueurs variant de 4 à 5 m. les joints sont exclusivement du type préformé. [2]

b. Conduite en grés artificiels

Les grés servant à la fabrication des tuyaux sont obtenus à parties égales d'argile et de sable argileux cuits entre 1200°C et 1300°C. le matériau obtenu est très imperméable. Il est inattaquable dans les zones industrielles. La longueur minimale est de 1m. [2]

c. Conduites et raccords en polychlorure de vinyle (PVC) non plastifié

Les tuyaux présentent des avantages tel qu'une excellente étanchéité, une très grande facilité de pose, une assez bonne résistance mécanique et une bonne résistance à l'agression d'ordre chimique, mais ils sont sensibles aux chocs.

L'influence de la dilation est spécialement importante et il doit en être tenu compte au moment de la pose. La longueur minimale est 6m. [2]

VI.1.1.2. Choix du type de canalisation

Plusieurs critères sont à considérer lors de la sélection des conduites :

- ✓ La composition chimique des eaux usées.
- ✓ Les contraintes exercées par le remblayage.
- ✓ La nature du sol traversé.

- ✓ La pente du terrain.
- ✓ Les diamètres nécessaires.

Dans le cadre de notre projet, nous avons sélectionné des collecteurs cylindriques en PVC et en béton, principalement pour leur disponibilité et leur simplicité d'installation. Les conduites en PVC ont été privilégiées pour les diamètres compris entre 300 et 630 mm, tandis que les diamètres plus importants ont été équipés de canalisations circulaires en béton.

VI.1.1.3. Les joints des conduites

Les joints doivent être étanches sous toutes les sollicitations mécaniques possibles dans les conditions d'essais et de service, ils seront résistants contre la pénétration des racines et contre les attaques chimiques possibles. Les tuyaux d'assainissement à écoulement gravitaire sont soit en PVC assainissement à joint caoutchouc, soit en béton à emboîtement à collet avec joint à lèvres caoutchouc incorporé. Les joints des conduites PVC-fibres ciment

Densité à assembler une canalisation en PVC avec une canalisation en fibres ciment, ce produit répond aux épreuves de réceptions à 0.4bar

L'assemblage PVC-fibre ciment par pate lubrifiante. Montage par poussée longitudinale, soit à la main, soit à l'aide d'une barre à mine interposer une cale de bois. [2]

✓ Les joints des conduites en béton armé

Le choix judicieux des assemblages est lié à la qualité du joint. Il est en fonction de la nature des eaux et leur adaptation vis-à-vis de la stabilité du sol et en fonction de la nature des tuyaux et de leurs caractéristiques (diamètre, épaisseur). [2]

✓ Joint type Rocla

Ce type de joint assure une très bonne étanchéité pour les eaux transitées et les eaux extérieures. Ce joint est valable pour tous les diamètres. [2]

✓ Joint à demi-emboîtement

Avec cordon de bourrage en mortier de ciment. Ce joint est utilisé dans les terrains stables. Il y a risque de suintement si la pression est trop élevée. Il est à éviter pour les terrains à forte pente. [2]

✓ **Joint à collet**

Ce type de joint requiert un bourrage avec du mortier de ciment et est destiné aux sols stables présentant une faible pente.

✓ **Joint torique**

Il est remplacé dans la plupart des cas par le Rocla. Il s'adapte pour les sols faibles à condition que la pression ne soit pas très élevée. Il s'adapte également pour les terrains en pente grâce au jeu de 1 cm. [2]

✓ **Joint plastique**

Ce joint est étanche et résistant même si la conduite est en charge. La présence du cordon en bitume et la bague ou manchon en matière plastique contribue à la bonne étanchéité, s'adapte presque à tous les sols si la confection est bien faite. [2]

✓ **Joint mécanique**

Le joint mécanique est destiné à réunir le bout uni d'un tuyau avec un manchon de scellement, ou avec un raccord dans le cas de conduite en pression.

VI.2. Les ouvrages annexe

Les ouvrages annexes sont des éléments essentiels du réseau, au même titre que les canalisations, notamment pour son exploitation. Ils se répartissent en deux catégories principales :

- Les ouvrages normaux.
- Les ouvrages spéciaux.

VI.2.1. Les ouvrages normaux

a. Les branchements

Ce sont des conduites de diamètres inférieurs au diamètre de la canalisation publique (environ 7/10) reliant le réseau vertical d'eau usée et pluviale des immeubles à cette dernière.

Le raccordement du côté égout peut être perpendiculaire en présence de galerie visitable et incliné en général à 60° sur les canalisations pour ne pas perturber l'écoulement.

Le tracé de la conduite de branchement doit avoir une pente d'environ 3% pour favoriser un écoulement avec rinçage interne de la conduite. [3]

b. Les caniveaux

Les caniveaux sont destinés à collecter jusqu'à des bouches d'égout les eaux de la voirie en cas d'existence d'un trottoir, ils sont constitués par une bordure et par une surface pavée ou une dalle préfabriquée. [4]

c. Les bouches égouts

Les bouches d'égout servent à l'introduction dans un égout des eaux de pluie et de lavage des chaussées. Elles sont normalement établies aux points bas des caniveaux correspondant généralement à une jonction de rues. [4]

d. Les fossés

Un fossé est une tranchée ou une excavation longitudinale creusée dans le sol, destinée principalement à recueillir, drainer ou canaliser les eaux de ruissellement. Il sert à faciliter l'écoulement des eaux et à délimiter des terrains.

Les fossés peuvent être secs ou remplis d'eau, et leur forme et revêtement variant selon leur usage et la nature du terrain. Ils sont souvent utilisés dans les zones où le sol est perméable pour faciliter le drainage et l'entretien.

e. Ouvrages d'accès au réseau (Les regards)

Les regards sont des ouvrages permettant un accès direct pour la surveillance et l'entretien du réseau d'assainissement. Ils se déclinent en plusieurs types, adaptés à des situations spécifiques :

- **Regard simple** : relie des collecteurs de diamètres identiques ou différents.

- **Regard latéral** : utilisé pour les collecteurs de grand diamètre ou en cas de contraintes d'espace.
- **Regard de chute** : conçu pour gérer les fortes pentes.
- **Regard double** : destiné au réseau séparatif.
- **Regard toboggan** : employé lorsque des exhaussements ou remous sont présents.

La distance entre deux regards varie selon la topographie : de 50 à 80 mètres sur terrain plat, et de 30 à 50 mètres en terrain accidenté. Il est conseillé d'implanter un regard à chaque :

- Point de chute.
- Changement de pente
- Variation de diamètre
- Changement de direction.

✚ Dans notre projet, on a un terrain accidenté, donc la distance entre deux regards varie de 30 à 50 mètres.

VI.2.2. Les ouvrages spéciaux

VI.2.2.1. Les déversoirs d'orage

Il s'agit d'un équipement conçu pour évacuer les débits de pointe exceptionnels générés lors des orages. Son rôle est de soulager le réseau en déchargeant une partie des eaux pluviales.

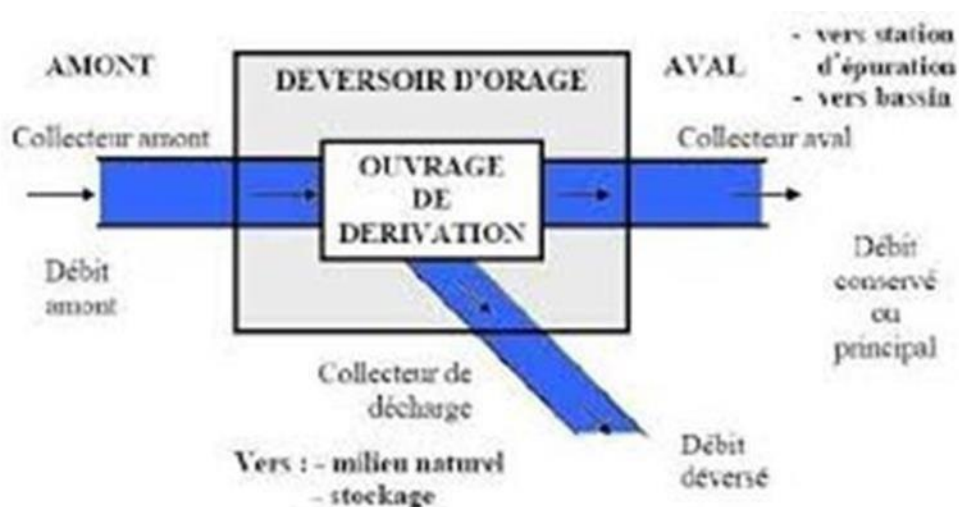


Figure VI.3: Schéma de fonctionnement d'un DVO

VI.2.2.1.1. Emplacement des déversoirs d'orage

Avant de déterminer l'emplacement des déversoirs d'orage, plusieurs éléments doivent être pris en compte :

- Le milieu récepteur et son équilibre après le rejet des effluents dont il faut établir un degré de dilution en fonction du pouvoir auto épurateur du milieu récepteur.
- Les valeurs du débit compatibles avec la valeur de dilution et avec l'économie générale du projet, c'est à dire rechercher le facteur de probabilité de déversement de façon à limiter la fréquence des lâchées d'effluents dans le milieu récepteur.
- La capacité et les surfaces des ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et le mauvais fonctionnement (SALAH Boualem ,2014).

Les conditions hydrauliques en amont

- La pente.
- Le débit.
- Type d'écoulement.
- Le diamètre.
- La grille.
- La vitesse.

Les conditions hydrauliques en aval

- La pente.
- Le débit.
- Type d'écoulement.
- Le diamètre.

VI.2.2.1.2. Type de déversoir d'orage

On distingue plusieurs types de déversoir :

a) Déversoir à seuil latéral et conduite aval étranglée

Pour le calcul de cet ouvrage il faut que l'écoulement en amont soit fluvial. La présence d'un seuil élevé (marge de sécurité) conduit à la formation d'un ressaut dans la conduite d'amenée. Les vannes utilisées sur les conduites de décharges peuvent être manipulées en fonction du débit transité par le déversoir.

b) Déversoir a seuil latéral et conduite aval libre

Ce type de déversoir diffère du précédant essentiellement par le fait que la conduite aval a un écoulement libre, si pour le débit max. d'orage la charge sur la crête aval est nulle. Ce type de déversoir assurera un débit aval constant quel que soit le débit déversé (GOMELLA, C.,

GUERREE, H, 1986).

c) Déversoir d'orage a ouverture du fond

Dans ce type d'ouvrage : le débit d'eau usée transite à travers une ouverture pratiquée dans le radier de la canalisation. On a d'autres types de déversoirs comme :

- Les déversoirs à seuil frontal.
- Les déversoirs siphoniques.
- Les déversoirs automatiques (GOMELLA, C., GUERREE, H, 1986).

VI.2.2.13. Dimensionnement du déversoir d'orage

Le dimensionnement hydraulique du déversoir exige la connaissance des conditions hydrauliques à l'amont et à l'aval. Comme données de base, nous avons :

- ✓ Les diamètres à l'amont et à l'aval.
- ✓ Les pentes à l'amont et à l'aval pour connaître les types d'écoulement.
- ✓ Le débit critique d'arrivée.

Pour le calcul on doit adopter :

- Le débit d'arrivée ou de dimensionnement (critique) se compose du débit d'eaux pluviales, du débit d'eau usées et des équipements et en fin le débit d'eau parasite :

$$Q = Q_{usée} + Q_{pluviale} + Q_{parasite} \dots\dots\dots I.1$$

- Pour le déversoir conduisant à la STEP prévu un débit de ponton dilué cinq fois :

$$Q_{step} = 5Q_{usée} \dots\dots\dots VI.2$$

- Le débit rejeté vers l'oued :

$$Q_{rejet} = Q_t - Q_{step} \dots\dots\dots VI.3$$

a. Le mode de calcul

❖ Calcul du temps de concentration

Le temps de concentration est une caractéristique d'une surface définie comme étant le temps mis par la pluie tombée au point le plus éloigné à la durée d'écoulement pour atteindre l'entrée du collecteur qui doit évacuer l'apport drainée de la surface considéré. Le temps de concentration se compose :

Temps t1 : mis par l'eau pour s'écouler dans la canalisation de la longueur « L » avec une vitesse « v ». ^[3]

$$t1 = \frac{L}{60V} \dots\dots\dots VI.4$$

Temps t2 : varie entre 2 et 20 min.

❖ Calcul du coefficient de retardement

Le coefficient de retardement a pour la diminution des débits pluviaux, cette diminution peut être prise en considération dans le dimensionnement des déversoirs d'orage. Il est donné par [3]:

$$Z = 1 - \frac{tc}{100} \dots\dots\dots \text{VI.5}$$

❖ Calcul du débit critique

$$Q_{cr} = Z * Q_t \dots\dots\dots \text{VI.6}$$

❖ Calcul de la hauteur de la lame déversant

$$Q_{ps} \rightarrow \text{abaque} \rightarrow R_h = h_{cr} \quad \text{et} \quad R_v = \frac{v}{v_{ps}}$$

$$R_{Qcr} = \frac{Q_{ps}}{D}$$

$$H_{cr} = R_H * D \dots\dots\dots \text{VI.7}$$

$$R_{Qstep} = \frac{Q_{step}}{Q_{ps}} \rightarrow \text{abaque} \rightarrow R_{hstep} = \frac{h_{step}}{D}$$

$$H_{step} = R_{hstep} * D \dots\dots\dots \text{VI.8}$$

Avec :

h_{t cr} : La hauteur maximale d'eau dans le déversoir est définie comme la hauteur critique.

✓ La hauteur d'eau déversant

$$h_{dév} = h_{cr} - h_{step} \dots\dots\dots \text{VI.9}$$

❖ Déduction de la largeur du seuil

On applique la formule de Bazin :

$$Q_{dév} = m \cdot L \cdot h_{dév} \sqrt{2gh_{dév}} \dots\dots\dots \text{VI.10}$$

$$\rightarrow L = \frac{Q_{dév}}{m \cdot \sqrt{2g} \cdot h_{dév}^{3/2}}$$

Avec :

m: coefficient de débit pour un déversoir à seuil latéral (m=0,33)

L : la longueur du déversoir (longueur de la lame déversante) exprimée en mètres

g : accélération la pesanteur : $g=9.81 \text{ m/s}^2$;

$h_{\text{dév}}$: La hauteur de charge en m.

a) Dimensionnement du déversoir n°01

Déversoir type latéral à seuil bas pour décharger le collecteur (28-29) vers une conduite de décharge.

- Les données d'entrée :

Tableau VI.1 : Les données de base du DVO 01.

Donnée	Valeur
Diamètre d'entrée en mm	1500
Q_{totale} en m^3/s	4.112
$Q_{\text{déversé}}$ en m^3/s	4.051
Q_{ps} en m^3/s	4.357

- Temps de concentration :

$T_c=12$ min calculé à partir Le chemin hydraulique le plus long

Donc $Z=0.88$

- Calcul du débit critique :

$$Q_{\text{cr}} = Z * Q_t = 0.88 * 4.112 = 3.619 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Hauteur d'eau vers l'exutoire :

On doit passer par le calcul de :

$$r_{Q_{\text{cr}}} = 0.83 \text{ de l'abaque} \longrightarrow r_h = 0.67 \longrightarrow h_{\text{cr}} = 1.005 \text{ m}$$

$$r_{Q_{\text{step}}} = 0.014 \text{ de l'abaque} \longrightarrow r_h = 0.02 \longrightarrow h_{\text{STEP}} = 0.03 \text{ m}$$

Donc

- **La hauteur d'eau déversante :**

$$H_{\text{dév}} = h_{\text{cr}} - h_{\text{step}} = 0.975 \text{ m}$$

- **La largeur du seuil :**

$$L = 2.88 \text{ m}$$

b) Dimensionnement du déversoir n°02

Déversoir latéral placé pour diriger les eaux usées vers la station de relevage existante Les données de base sont les suivantes :

Tableau VI.2 : Les données de base du DVO 02.

Donnée	Valeur
Diamètre d'entrée en mm	1500
Q_{totale} en m^3/s	7.018
Q_{step} en m^3/s	0.43
$Q_{\text{déversé}}$ en m^3/s	6.588
Q_{ps} en m^3/s	7.387

- **Temps de concentration :**

$T_c = 11$ min calculé à partir Le chemin hydraulique le plus long

Donc $Z = 0.89$

- **Calcul du débit critique :**

$$Q_{\text{cr}} = Z * Q_t = 0.89 * 7.018 = 6.246 \text{ m}^3/\text{s}$$

- **Hauteur d'eau vers l'exutoire :**

On doit passer par le calcul de :

$$r_{Q_{cr}} = 0.85 \text{ de l'abaque} \longrightarrow r_h = 0.7 \longrightarrow h_{cr} = 1.05\text{m}$$

$$r_{Q_{step}} = 0.06 \text{ de l'abaque} \longrightarrow r_h = 0.13/0.11 \longrightarrow h_{STEP} = 0.195\text{m}$$

Donc

-La hauteur d'eau déversante :

$$H_{dév} = h_{cr} - h_{step} = 0.855\text{m}$$

- La largeur du seuil :

$$L = 4.92\text{m}$$

VI.3. Conclusion

Après l'évaluation des choix possible, nous avons dans notre projet opté les bouches d'égout, les regards de chute, les regards de visite, deux déversoirs d'orage de type latéral et enfin les conduites circulaires en béton armé et en PVC de différents diamètres.

Chapitre VII:

Organisation du chantier.

Introduction

Dans notre chapitre nous définissons l'organisation du chantier de notre projet, ce qui nous permettra d'évaluer avec précision le cout total de sa réalisation. Cette évaluation s'appuie sur le calcul des quantités requises pour toutes les Operations a réaliser sur le terrain, celles-ci étant ensuite multipliées par leurs prix unitaires correspondants. De plus, nous traitons également la planification des travaux afin d'estimer la durée prévue du projet.

VII.1. Phases d'exécution du projet

La pose des canalisations s'effectue selon une séquence rigoureuse d'opération :

VII.1.1. Manutention et stockage des conduites

VII.1.1.1 Manutention

Est impératif de :

- Manipuler les conditions avec précaution, en évitant tout traînage ou roulement susceptible de les endommager.
- Les déposer sur des surfaces planes et stables, protégées des intempéries et des chocs mécaniques.

Il est crucial de respecter ces consignes durant le transport, la manutention et le stockage afin de garantir la qualité des matériaux avant leur installation.

VII.1.1.2. Stockage

Le stockage doit être effectué selon les prescriptions suivantes afin de préserver les conduites en parfait état avant leur mise en œuvre :

- L'aire de stockage doit être complètement plane et nivelée pour éviter toute déformation des conduites.
- Elle doit rester dégagée et facilement accessible afin de faciliter les opérations de manutention.
- Les conduites et leurs accessoires doivent être protégés contre les rayons du soleil, les précipitations et les autres agressions climatiques.
- Il est conseillé d'utiliser un abri ou une bâche de protection afin de garantir une protection optimale face aux intempéries.
- Les éléments tels que tuyaux, raccords, joints..., doivent être entreposés de façon

organisée et clairement identifiée pour faciliter leur repérage et leur mise en œuvre.

VII.1.2. Décapage de la terre végétale

Le décapage du sol est une étape préalable cruciale qui consiste à enlever la couche superficielle du terrain sur une profondeur d'environ 10 centimètres. Cette couche, contenant une forte concentration de matière organique telle que la terre végétale, l'humus et les racines, doit être retirée avant le début des travaux de terrassement.

$$V = b.H. L \dots\dots\dots I.1$$

Avec :

H : épaisseur de la couche végétale (m).

b : largeur de la couche végétale (m).

L : longueur totale de tranché (m).

Cette opération permet de:

- Supprimer les éléments organiques pouvant nuire a la stabilité durable du sol.
- Assurer une base saine et stable pour les travaux suivants.
- Conserver la terre végétale en vue d'une réutilisation éventuelle.

VII.1.3. Réalisation des tranchées et fouilles des regards

Cette étape doit répondre à plusieurs exigences essentielles :

- Garantir la bonne orientation ainsi que la pente adéquate des conduites.
- Assurer la stabilité du terrain servant de fondation.
- Maintenir des conditions de sécurité optimales tout au long des travaux.

La préparation rigoureuse du fond de fouille est indispensable pour garantir la qualité et la pérennité de la pose des canalisations.

- **La profondeur des tranchées** : celle-ci doit être strictement conforme aux prescriptions du projet, en veillant notamment à respecter l'espace nécessaire pour la mise en place du lit de pose.

$$H = e*d*h \dots\dots\dots I.2$$

Avec :

H : profondeur de la tranchée (m).

e : hauteur de lit de pose(m).

d : diamètre de la conduite(m).

h : la hauteur du remblai au-dessus de la conduite(m).

➤ **Largeur de la tranchée** : la largeur d'ouverture de tranchée est obtenue par la formule :

$$B = d + 2.c \dots\dots\dots I.3$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m).

d : diamètre de la conduite (m).

c : espacement entre les parois de la tranchée et la conduite (c=0.3 m).

VII.1.4. Aménagement du lit de sable

Les conduites doivent être posées sur un lit de sable parfaitement égalisé, en respectant les cotes du profil en long, comme illustré sur la figure ci-dessous :

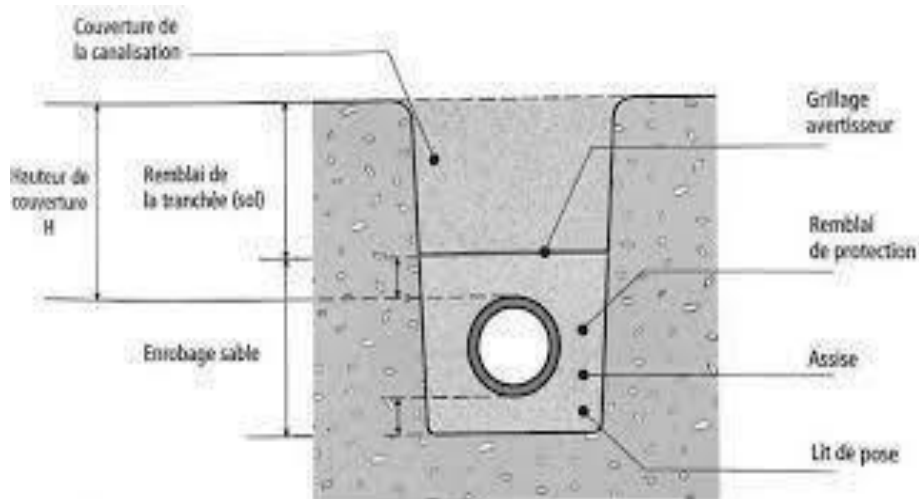


Figure VII.1 : pose canalisation.

VII.1.5. Implantation des piquets

A chaque emplacement prévu pour l'installation d'un regard, un jalon ou piquet doit être positionné afin de matérialiser précisément le point d'implantation.

VII.1.6. Pose des canalisations

Les différents contrôles réalisés lors de la pose ont pour objectifs de :

- ◆ Garantir la sécurité des opérations.
- ◆ Assurer l'étanchéité optimale des assemblages.
- ◆ Maintenir la géométrie et les pentes définies du réseau.
- ◆ Prévenir tout dommage aux conduites.

Le respect rigoureux de ces contrôles est indispensable pour assurer la qualité et la durabilité de l'installation.

VII.1.7. Assemblage des canalisations

Le choix de la méthode de jonction des conduites dépend principalement de :

- ◆ La section et la forme des tuyaux.
- ◆ La nature du matériau constitutif.

L'adoption d'une méthode de jonction appropriée est cruciale pour garantir la fiabilité et la longévité du réseau.

VII.1.8. Essai d'étanchéité

Après la pose des conduites en fond de tranchée ; des essais d'étanchéité doivent être réalisés avant le remblaiement final.

✓ Méthode d'essai

- **Essai à l'eau** : remplissage des conduites sous pression hydraulique.
- **Essai à l'air** : mise sous pression d'air comprimé dans le réseau.
- **Essai à la fumée** : injection de fumée pour détecter d'éventuelles fuites.

✓ Objectif des essais

- Vérifier l'absence de fuites au niveau des joints et raccords.
- Contrôler l'intégrité globale du réseau.
- Identifier et localiser tout défaut d'étanchéité.

✓ Importance des essais

- La réalisation de ces tests est indispensable pour garantir le bon fonctionnement et la durabilité du réseau d'assainissement sur le long terme. Ils permettent d'identifier et de corriger d'éventuels défauts avant le remblaiement définitif.
- Une fois les essais validés, le remblaiement de la tranchée peut être effectué en toute sécurité et avec confiance.

VII.1.9. Réalisation des regards

Les étapes essentielles pour la réalisation d'un regard sont les suivantes :

- ❖ Préparer le fond du regard en le réglant et en le compactant afin d'obtenir une surface stable et parfaitement plane.
- ❖ Appliquer une couche de béton de propreté pour protéger le sol et faciliter les travaux ultérieurs.
- ❖ Poser le ferrailage du radier conformément aux exigences techniques définies.
- ❖ Procéder au bétonnage du radier en respectant les épaisseurs et résistances spécifiées.
- ❖ Installer le ferrailage des parois verticales.
- ❖ Mettre en place le coffrage des parois.
- ❖ Réaliser le bétonnage des parois en garantissant une compaction optimale du béton.
- ❖ Décoffrer les parois après leur durcissement, en respectant les détails recommandés.
- ❖ Installer le ferrailage de la dalle supérieure.
- ❖ Mettre en place le coffrage de la dalle.
- ❖ Effectuer le bétonnage de la dalle conformément aux épaisseurs et résistances requises.
- ❖ Décoffrer la dalle après durcissement en respectant les délais prescrits.

Durant toutes ces phases, il est crucial de se conformer aux normes de sécurité, aux spécifications techniques du chantier, ainsi qu'aux temps de prise du béton, afin d'assurer la qualité et la durabilité du regard.

VII.1.10. Réalisation des branchements

Les éléments constitutifs d'un branchement, allant de l'aval vers l'amont, comprennent :

- ❖ Le raccordement à la canalisation principale, généralement effectué au niveau d'un regard.
- ❖ La canalisation de branchement elle-même, qui assure le transport des eaux depuis le bâtiment jusqu'à la canalisation doit être posée avec une pente minimale de 3% pour garantir un écoulement optimal des eaux.
- ❖ Un regard collecteur peut être intégré au branchement afin de faciliter l'inspection et l'entretien du réseau.

En résumé, un branchement se compose du raccordement à la canalisation principale, de la canalisation de branchement, d'un regard collecteur éventuel, ainsi que d'une boîte de branchement située à la limite du domaine public. Tous ces éléments assurent un transport efficace des eaux depuis le bâtiment vers le réseau public.

VII.1.11. Remblayage et compactage

Pour assurer la protection de la canalisation et une transmission efficace des charges, le remblayage doit être effectué avec un matériau similaire à celui utilisé pour le remblayage latéral.

✓ Les objectifs du remblayage :

- **Protéger la canalisation** : en évitant tout dommage mécanique pendant le remblayage ainsi que lors de l'exploitation future du site.
- **Transmission des charges** : Assurer une répartition uniforme des charges afin d'éviter des concentrations de contraintes qui pourraient compromettre la solidité de la canalisation.

VII.2. Choix des engins

Pour optimiser la productivité et la rentabilité des travaux, il est essentiel de sélectionner les engins adaptés à chaque opération, car chaque tâche nécessite un équipement spécifique.

VII.2.1. Décapage de la terre végétale

Pour le décapage de la terre végétale, la niveleuse est préconisée sur les terrains faciles à décapier. En revanche, sur les terrains difficiles, l'utilisation d'un bulldozer est recommandée.

VII.2.2. Excavation des tranchées

L'excavation des tranchées s'effectue à l'aide d'une pelle rétro, adaptée à tous types de terrain. Cet engin est largement utilisé en raison de son rendement élevé et de la qualité de travail qu'il offre.

VII.2.3. Remblaiement des tranchées

Le remblaiement des tranchées est réalisé principalement avec un chargeur, qui permet de remplir efficacement les fouilles, casiers et tranchées après la pose des conduites. Pour des travaux de moindre envergure, un rétro chargeur peut être employé.

VII.2.4. Compactage

Le compactage des remblais, notamment sur des surfaces étroites, est effectué à l'aide d'un compacteur à rouleaux lisses, garantissant un tassement optimal.

VII.3. Détermination des différents volumes des travaux

VII.3.1. Volume de la couche de terre végétale

$$V_{cv} = H_v * L * B \dots\dots\dots \text{I.4}$$

Avec :

V_{cv} : volume de la couche de terre végétale en (m³).

H_v : profondeur de la couche de terre végétale (on prend $H_v = 0.1$ m).

L : longueur totale de la tranchée en (m).

B : largeur de la couche de terre végétale en (m).

VII.3.2. Volume des déblais des tranchées

$$V_{deb} = B * L * H \dots\dots\dots \text{VII.5}$$

Avec :

V_{deb} : volume des déblais des tranchées en (m³).

B : largeur de la couche de tronçon en (m).

L : longueur totale de la tranchée en (m).

H : profondeur de la tranchée en (m).

VII.3.3. Volume du lit du sable

$$V_{ls} = e * L * B \dots\dots\dots \text{VII.6}$$

Avec :

V_{ls} : volume de lit du sable en (m³).

e : épaisseur de la couche de sable (m).

L : longueur totale de la tranchée (m).

B : largeur de la couche du tronçon (m).

VII.3.4. Volume occupé par les conduites

$$V_{\text{cond}} = L * \pi * \frac{D^2}{4} \quad \text{VII.7}$$

Avec :

V_{cond} : volume occupé par les conduites en (m³).

L : longueur totale de la tranchée en (m).

D : diamètre de la conduite en (m).

VII.3.5. Volume du remblai

$$V_r = V_{\text{déb}} - (V_{\text{cond}} + V_{\text{cv}} + V_{\text{ls}}) \quad \text{I.8}$$

Avec :

V_r : volume du remblai en (m³).

V_{déb} : volume du déblai en (m³).

V_{cond} : volume de conduite en (m³).

V_{cv} : volume de couverture végétale en (m³).

V_{ls} : volume de lit de sable en (m³).

VII.3.6. Volume excédentaire

$$V_{\text{excé}} = V_f - V_{\text{remb}} \quad \text{I.9}$$

Avec :

V_{excé} : volume du sol excédentaire en (m³).

V_f : volume du sol foisonné en (m³).

V_{remb} : volume du remblai en (m³).

Tels que :

$$V_f = V_{\text{déb}} * k_f \dots\dots\dots \text{I.10}$$

K_f : coefficient de foisonnement dépend de la nature du sol.

Tableau VII.1 : Coefficients de foisonnement pour différente nature de sol.

Type de sol	K _f
Sable, matériaux fins	1.08-1.17
Limons argileux	1.14-1.28
Argiles	1.25-1.30

(Source : Métré de terrassement-cours génie civil).

- Les données relatives au calcul des volumes sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.2 : Résultats des calculs des volumes.

Le volume	V _{déb} (m ³)	V _{couche vég} (m ³)	V _{ls} (m ³)	V _{cond} (m ³)	V _{rem} (m ³)	V _{exc} (m ³)
La valeur	27763,656	2783,270	1391,635	7846,252	15742,499	18406,797

VII.4. Devis quantitatifs et estimation du projet

Tableau VII.3 : Devis estimatif et quantitatif.

	Unité	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant (DA)
Désignation des travaux				
Travaux de terrassement				
Décapage de la tranchée	m ³	2783,270	230	640152,0356
Déblai	m ³	27763,656	400	11105462,24
Pose du lit de sable	m ³	1391,635	1600	2226615,776
Remblai de la tranchée	m ³	15742,499	400	6296999,696
Evacuation des déblaies excédentaire	m ³	18406,797	190	3497291,457
Canalisation				
Fourniture, transport et pose de canalisation				

Tableau VII.3 : Devis estimatif et quantitatif. (suite)

Canalisation en PVC				
Ø 400mm	MI	34	15000	510000
Ø 500mm	MI	785,68	24800	19484843,32
Ø 630mm	MI	1791,43	40000	71657093,71
Canalisation en béton armé				
Ø 800mm	MI	987,14	5040,4	4975567,086
Ø 1200mm	MI	1310,80	8429,08	11048863,52
Ø 1000mm	MI	1483,09	11015,82	16337432,72
Ø 1500mm	MI	2221,80	15899,52	35325607,14
Construction				
Construction des regards en béton armé	Unité	115	35000	4025000
Exécution des déversoirs d'orage	Unité	2	160000	320000
THT				187450928,7
TVA19%				35615676,45
TTC				223066605,2

VII.5. Planification des travaux

La planification des travaux vise à optimiser en permanence l'utilisation économique de la main d'œuvre ainsi que des ressources mobilisées du projet

VII.5.1. Techniques de planification

Deux méthodes principales de planification sont couramment utilisées

- ◆ Méthodes basées sur le réseau
- ◆ Méthodes basées sur le graphique

VII.5.1.1. Méthodes basées sur le réseau

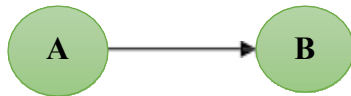
Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives simultanées convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux [5]

- ✓ **Réseau à flèches** : l'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



- ✓ **Réseau à nœuds** : L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.

L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.



a) Construction des réseaux

La construction d'un réseau s'appuie sur un processus méthodique en six étapes :

1. Élaboration d'une liste exhaustive des tâches à réaliser.
2. Identification des dépendances entre les tâches, c'est-à-dire celles qui doivent être exécutées avant d'autres.
3. Création de graphes partiels représentant les groupes de tâches interconnectées.
4. Fusion des graphes partiels en un schéma global cohérent.
5. Détermination des tâches d'entrée (début) et de sortie (fin) du projet.
6. Assemblage final du réseau complet, intégrant toutes les tâches et leurs relations.

b) Méthode C.P.M (Chemin Critique)

L'objectif de la méthode du chemin critique est d'optimiser la durée totale du projet en s'appuyant sur trois phases distinctes :

- **Phase 1** : Détermination des ressources humaines nécessaires pour l'exécution des tâches.
- **Phase 2** : Analyse détaillée du réseau selon une échelle temporelle précise (par exemple, jour par jour), en fonction de l'unité de temps choisie.
- **Phase 3** : Ajustement du réseau en tenant compte des contraintes spécifiques de l'entreprise, permettant une planification adaptée aux besoins et objectifs du projet.

c) Étapes de la planification

La planification consiste à définir la séquence et le déroulement des travaux à réaliser. Ce processus comprend les étapes suivantes :

- 1) **Collecte des informations** : Rassembler et synthétiser les données issues d'analyses comparatives afin d'établir un plan de réalisation pertinent et efficace pour le projet.
- 2) **Décomposition du projet** : Fragmenter le projet en tâches distinctes, attribuer des responsabilités spécifiques, identifier les besoins matériels et définir une approche adaptée à chaque composante, pour une gestion précise et efficace.
- 3) **Relations entre les tâches** : Identifier deux types de relations essentielles :
 - i. Relations logiques basées sur la dépendance stricte entre les tâches.
 - ii. Relations préférentielles qui tiennent compte des priorités ou préférences dans l'organisation des travaux.
- d) **Les paramètres de la méthode C.P.M** : Les éléments essentiels dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	Tr
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

- **TR** (Temps de réalisation) : la durée nécessaire pour accomplir la tâche.
- **DCP** (Date de commencement au plus tôt) : le moment le plus précoce où la tâche peut commencer.
- **DCPP** (Date de commencement au plus tard) : la date limite la plus tardive pour le début de la tâche.
- **DFP** (Date de finition au plus tôt) : la date la plus précoce à laquelle la tâche peut être terminée.
- **DFPP** (Date de finition au plus tard) : la date limite la plus tardive pour la fin de la tâche.
- **MT** (Marge totale) : la marge de temps disponible pour effectuer la tâche sans retarder le projet.

Et :

$$\text{DFP} = \text{DCP} + \text{TR} ; \text{DCPP} = \text{DFPP} - \text{TR} \dots\dots\dots \text{I.11}$$

e) Chemin critique (CC)

Le chemin critique correspond à la séquence d'opérations dont la marge totale est nulle ($MT = 0$) et qui détermine la durée totale requise (DTR) pour l'achèvement du projet.

Pour identifier ce chemin critique, il est nécessaire de vérifier la condition suivante :

$$\text{MT} = 0 \dots\dots\dots \text{VII.12}$$

f) Attribution des durées de chaque opération

L'estimation précise de la durée des opérations repose sur deux facteurs clés :

- ❖ La disponibilité des ressources, qu'elles soient humaines ou matérielles.
- ❖ L'ampleur et la complexité du projet.

En s'appuyant sur les normes C.N.A.T, la durée nécessaire (T) peut être calculée à l'aide de la formule suivante :

$$T = \frac{Qn}{N} \dots\dots\dots \text{VII.13}$$

Avec :

Q : Quantité de travail à réaliser.

N : Rendement unitaire (productivité).

n : Nombre d'équipes mobilisées.

g) Symbole des différentes opérations et leurs durées

Les principales opérations à exécuter sont les suivantes :

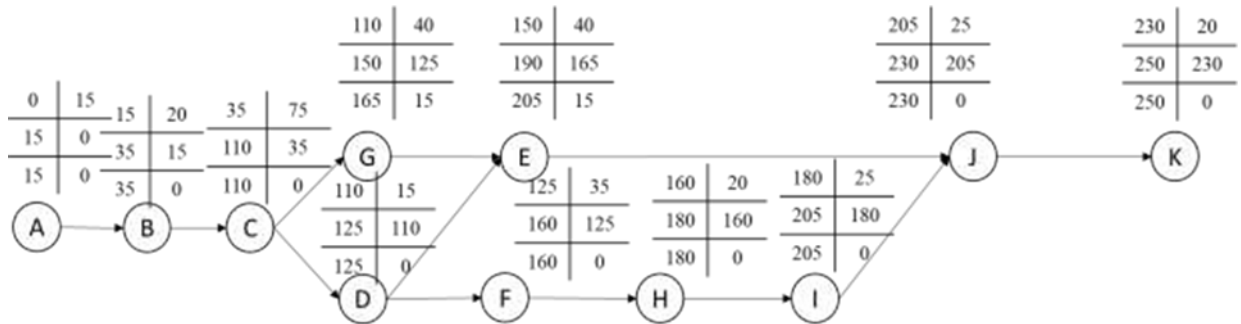
Tableau VII.4 : Les symboles des différentes opérations.

Opération	Symbole	Durée (jour)
Piquetage	A	15
Décapage	B	20
Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards	C	75
Aménagement du lit de sable	D	15
Construction des regards	E	40
La mise en place des canalisations en tranchées	F	35
Construction des ouvrages annexes	G	40
Assemblage des tuyaux	H	20
Faire des essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.	I	25
Remblai des tranchées	J	25
Travaux de finition	K	20

Tableau VII.5 : La successions des opérations.

Opération	Précède	Succède
A	-	B
B	A	C
C	B	D, G
D	C	E, F
E	D, G	J
F	D	H
G	C	E
H	F	I
I	H	J
J	I, E	K
K	J	-

Notre réseau a nœud est le suivant :



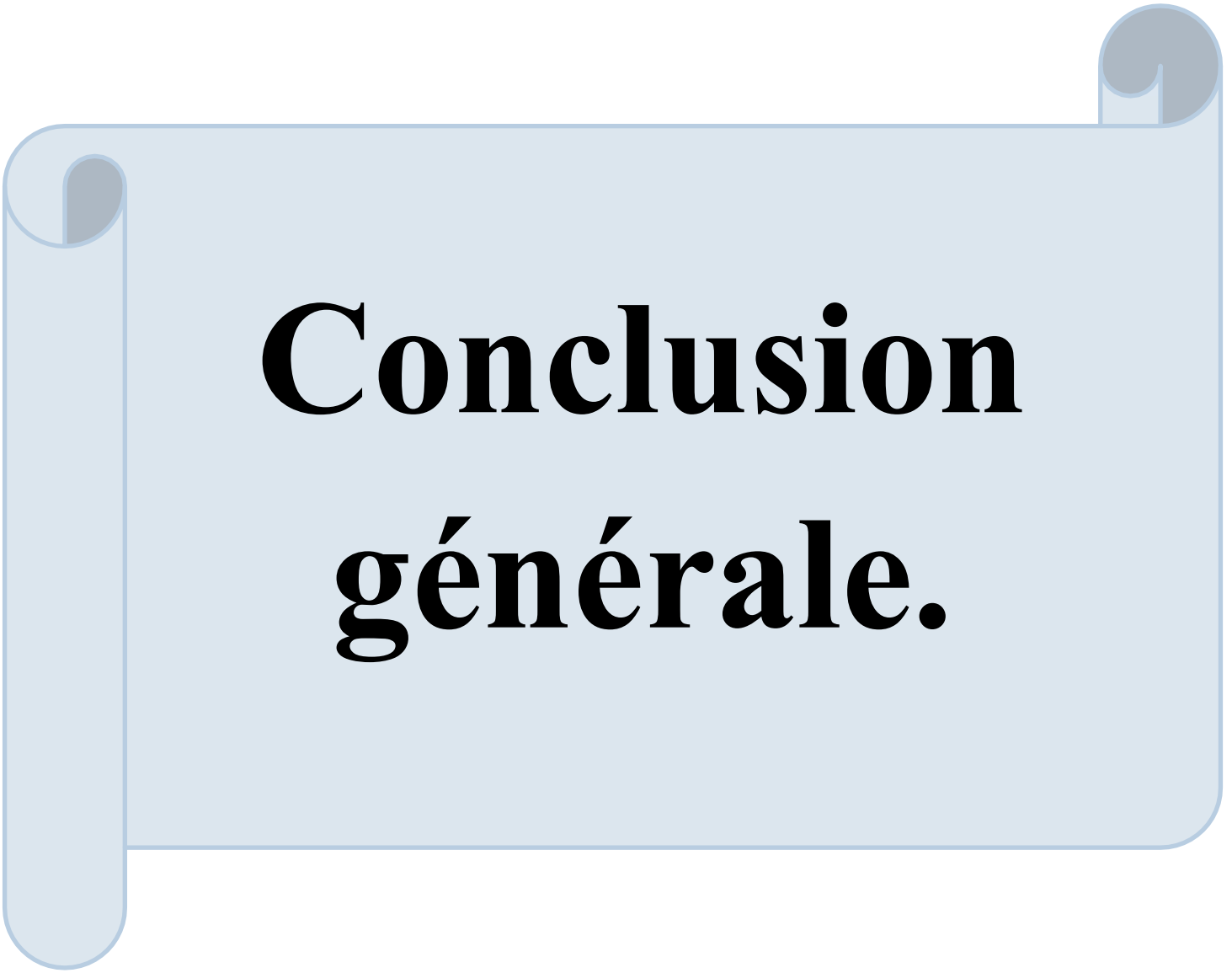
-Le chemin critique : A-B-C-D-F-H-I-J-K.

-La durée de réalisation est : 250 jours.

VII.6. Conclusion

Ce chapitre souligne l'importance de la planification du chantier avant le début des travaux. Cette phase comprend une évaluation rigoureuse des quantités à réaliser. Le calcul des volumes est essentiel pour élaborer un devis quantitatif et estimatif, document clé pour établir le coût global du projet.

Dans notre projet, le coût total s'élève à **deux cent vingt-trois millions soixante-six mille six cent cinq dinars et deux centimes.**



Conclusion générale.

Conclusion générale

Dans cette étude, nous avons conçus un système d'évacuation des eaux usées et pluviales de la ville de ELBOUNI 03 de commune de ELBOUNI (W. ANNABA) afin de conserver la santé publique et l'environnement.

La présentation de la zone d'étude était notre première démarche, puis nous avons procédé au calcul hydrologique pour déterminer l'intensité moyenne maximale qui est de **171.2 l/s/ha**, en utilisant les résultats obtenus par l'ajustement de la série pluviométrique à la loi Galton. Pour le réseau d'évacuation, nous avons adopté un système pseudo-séparatif avec un schéma par déplacement latéral, acheminant les eaux usées vers la station de relevage et pluviales vers Chaaba.

Pour l'évaluation des débits des eaux usées, nous avons pris en considération les débits d'eaux usées domestiques et publics vus qu'il n'y a pas d'industrie au niveau de la zone. Pour l'estimation des débits pluviaux, nous avons découpé la zone d'étude en **9 sous-bassins**, et nous avons opté pour la méthode rationnelle.

Le calcul hydraulique à savoir le dimensionnement des collecteurs projetés a donné des diamètres variables entre **Ø 400 et Ø 1500 mm**, en fonction de la pente accordée pour chaque tronçon ainsi que le débit correspondant.

Concernant les ouvrages annexes, nous avons projeté des regards de visite, des regards de jonction, et des regards de chute où la pente est très importante. Ainsi nous avons procédé à l'implantation et au dimensionnement de 02 déversoirs d'orage de type latéral et une conduite de décharge.

En finalité, nous avons entamé la partie organisation de chantiers qui nous a permis d'évaluer les différents volumes des travaux et leurs délais de réalisation.

Du point de vue économique, nous avons élaboré un devis quantitatif et estimatif afin d'évaluer le coût de projet qui est de **223 066 605,2DA**.

Références Bibliographiques :

- [1] Kerloc'h, Bruno et Maelstaf, Damien. Le dimensionnement des réseaux d'assainissement des agglomérations. Document réalisé par : C.E.T.E. NORD - PICARDIE et DDE 80.
- [2] Bourrier R., Satin M., Selmi B., (1991) (Guide technique de l'assainissement, Ed. Le Moniteur, 775 pages, Paris .
- [3] SALAH.B, 2014« Polycopys d'assainissement », école nationale supérieure de l'hydraulique, Blida.
- [4] GOMELLA, C., GUERREE, H., 1986 « Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (tome 1), Eyrolles, Paris
- [5] BELAOUAKLI. B. Cours organisation de chantier2022.
- [6] CIEAU. (n.d.). Qu'est-ce que les eaux usées ? [en ligne].

ANNEXES

ANNEXE I

LOI DU KHI-DEUX AVEC k DEGRÉS DE LIBERTÉ
QUANTILES D'ORDRE $1 - \gamma$

k	γ										
	0.995	0.990	0.975	0.950	0.900	0.500	0.100	0.050	0.025	0.010	0.005
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02	0.45	2.71	3.84	5.02	6.63	7.88
2	0.01	0.02	0.05	0.10	0.21	1.39	4.61	5.99	7.38	9.21	10.60
3	0.07	0.11	0.22	0.35	0.58	2.37	6.25	7.81	9.35	11.34	12.84
4	0.21	0.30	0.48	0.71	1.06	3.36	7.78	9.49	11.14	13.28	14.86
5	0.41	0.55	0.83	1.15	1.61	4.35	9.24	11.07	12.83	15.09	16.75
6	0.68	0.87	1.24	1.64	2.20	5.35	10.65	12.59	14.45	16.81	18.55
7	0.99	1.24	1.69	2.17	2.83	6.35	12.02	14.07	16.01	18.48	20.28
8	1.34	1.65	2.18	2.73	3.49	7.34	13.36	15.51	17.53	20.09	21.96
9	1.73	2.09	2.70	3.33	4.17	8.34	14.68	16.92	19.02	21.67	23.59
10	2.16	2.56	3.25	3.94	4.87	9.34	15.99	18.31	20.48	23.21	25.19
11	2.60	3.05	3.82	4.57	5.58	10.34	17.28	19.68	21.92	24.72	26.76
12	3.07	3.57	4.40	5.23	6.30	11.34	18.55	21.03	23.34	26.22	28.30
13	3.57	4.11	5.01	5.89	7.04	12.34	19.81	22.36	24.74	27.69	29.82
14	4.07	4.66	5.63	6.57	7.79	13.34	21.06	23.68	26.12	29.14	31.32
15	4.60	5.23	6.27	7.26	8.55	14.34	22.31	25.00	27.49	30.58	32.80
16	5.14	5.81	6.91	7.96	9.31	15.34	23.54	26.30	28.85	32.00	34.27
17	5.70	6.41	7.56	8.67	10.09	16.34	24.77	27.59	30.19	33.41	35.72
18	6.26	7.01	8.23	9.39	10.87	17.34	25.99	28.87	31.53	34.81	37.16
19	6.84	7.63	8.81	10.12	11.65	18.34	27.20	30.14	32.85	36.19	38.58
20	7.43	8.26	9.59	10.85	12.44	19.34	28.41	31.41	34.17	37.57	40.00
21	8.03	8.90	10.28	11.59	13.24	20.34	29.62	32.67	35.48	38.93	41.40
22	8.64	9.54	10.98	12.34	14.04	21.34	30.81	33.92	36.78	40.29	42.80
23	9.26	10.20	11.69	13.09	14.85	22.34	32.01	35.17	38.08	41.64	44.18
24	9.89	10.86	12.40	13.85	15.66	23.34	33.20	36.42	39.36	42.98	45.56
25	10.52	11.52	13.12	14.61	16.47	24.34	34.28	37.65	40.65	44.31	46.93
26	11.16	12.20	13.84	15.38	17.29	25.34	35.56	38.89	41.92	45.64	48.29
27	11.81	12.88	14.57	16.15	18.11	26.34	36.74	40.11	43.19	46.96	49.65
28	12.46	13.57	15.31	16.93	18.94	27.34	37.92	41.34	44.46	48.28	50.99
29	13.12	14.26	16.05	17.71	19.77	28.34	39.09	42.56	45.72	49.59	52.34
30	13.79	14.95	16.79	18.49	20.60	29.34	40.26	43.77	46.98	50.89	53.67
40	20.71	22.16	24.43	26.51	29.05	39.34	51.81	55.76	59.34	63.69	66.77
50	27.99	29.71	32.36	34.76	37.69	49.33	63.17	67.50	71.42	76.15	79.49
60	35.53	37.48	40.48	43.19	46.46	59.33	74.40	79.08	83.30	88.38	91.95
70	43.28	45.44	48.76	51.74	55.33	69.33	85.53	90.53	95.02	100.42	104.22
80	51.17	53.54	57.15	60.39	64.28	79.33	96.58	101.88	106.63	112.33	116.32
90	59.20	61.75	65.65	69.13	73.29	89.33	107.57	113.14	118.14	124.12	128.30
100	67.33	70.06	74.22	77.93	82.36	99.33	118.50	124.34	129.56	135.81	140.17

Si k est entre 30 et 100 mais n'est pas un multiple de 10, on utilise la table ci-haut et on fait une interpolation linéaire. Si $k > 100$ on peut, grâce au théorème limite central, approximer la loi $\chi^2(k)$ par la loi $N(k, 2k)$.

ANNEXE II

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE
(d'après la formule de Bazin)

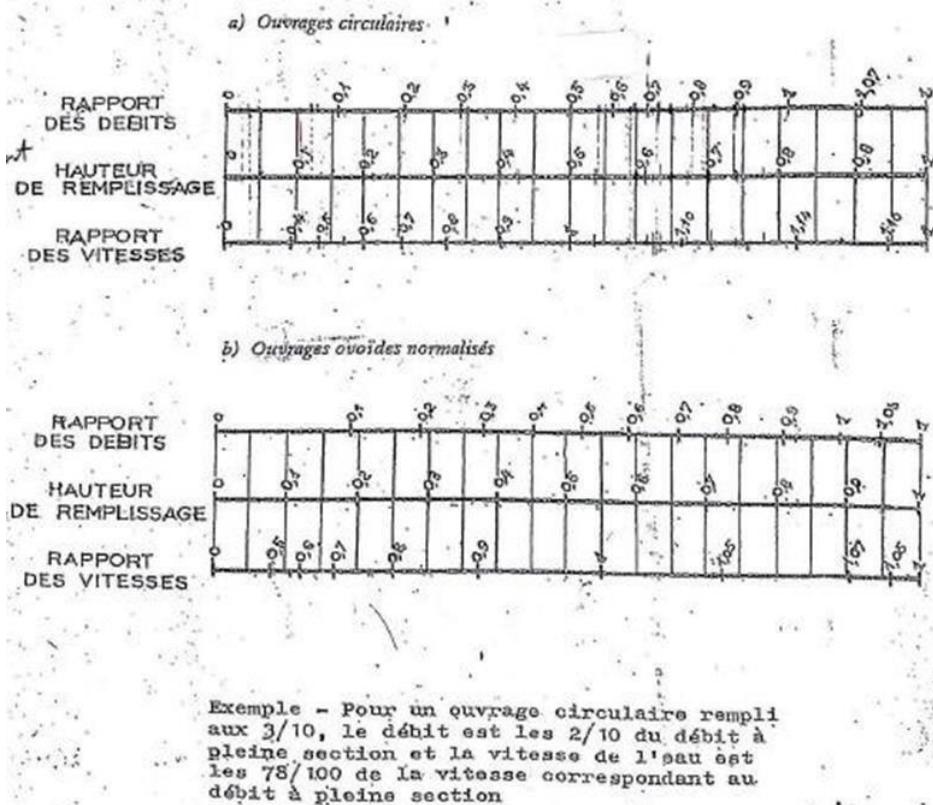
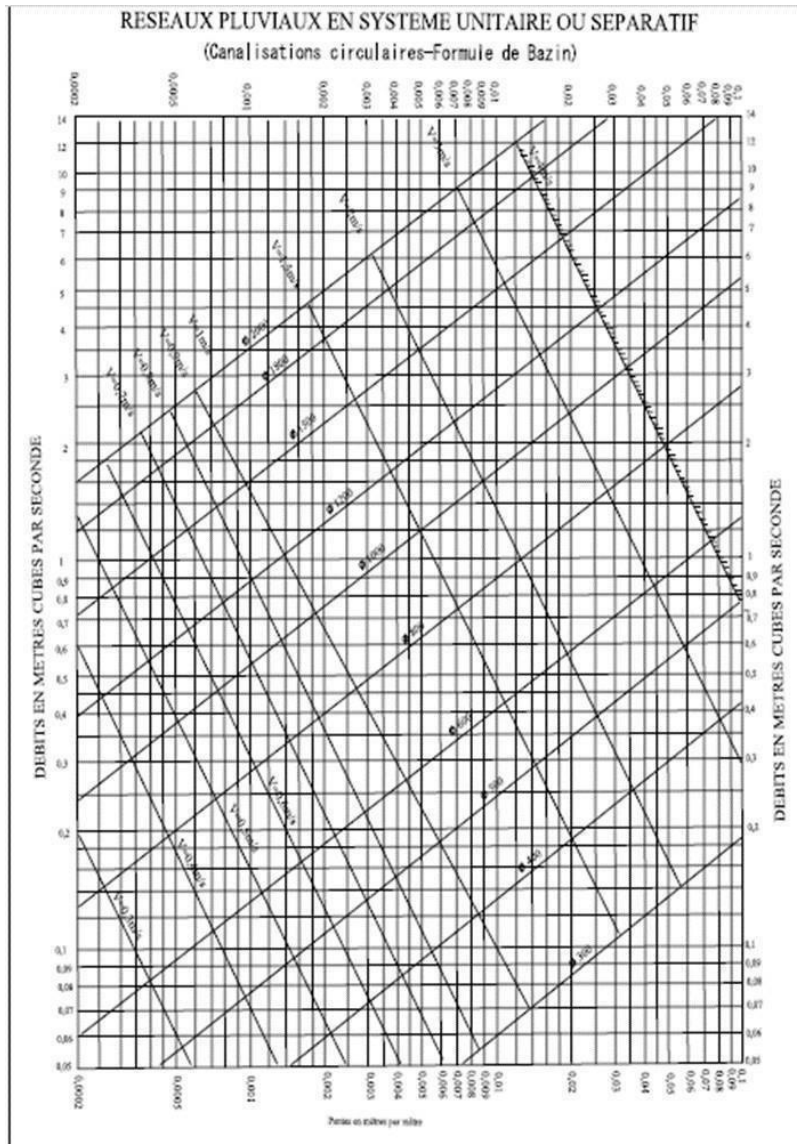


Figure 2 : Abaque de variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage (D'après la formule de Bazin)

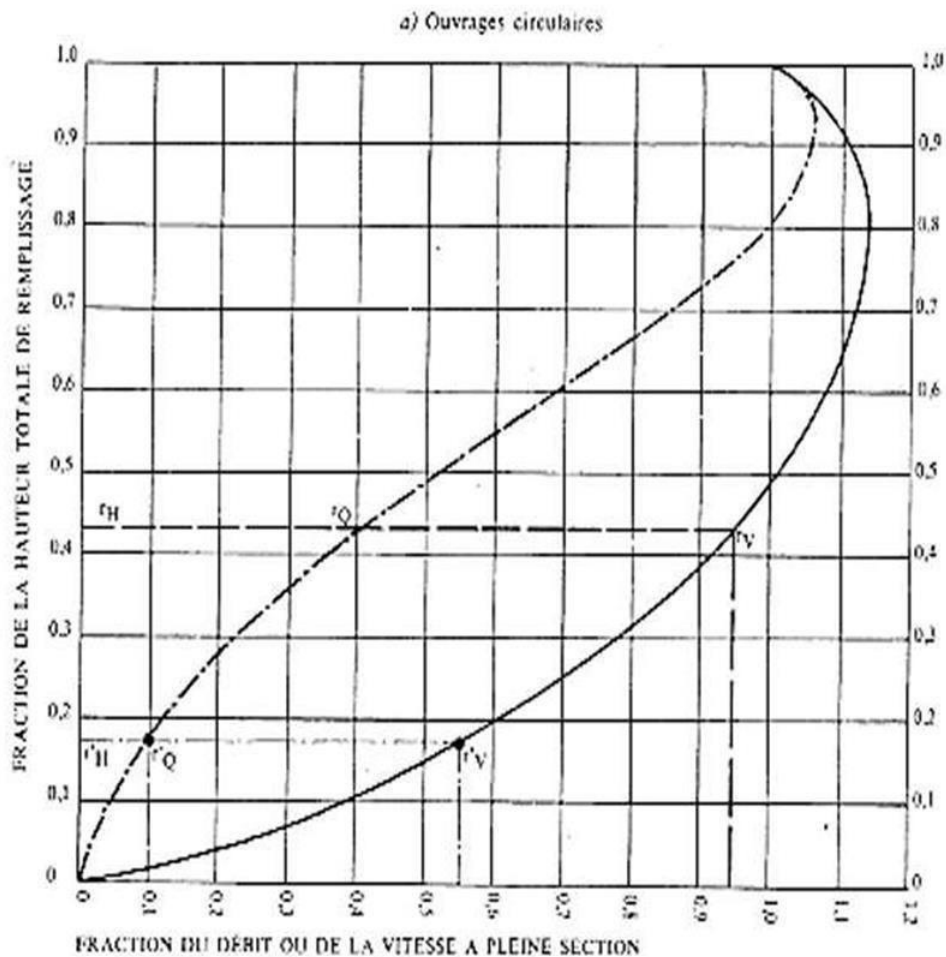
ANNEXE III

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



ANNEXE IV

Variation des débits et des vitesses en fonction du remplissage



Q_{ps1} : débit à pleine section

Q débit à évacuer

$$r_Q = \frac{Q}{Q_{ps1}} \quad r_v = \frac{V}{V_{ps}} \quad \text{et} \quad r_H = \frac{h}{\phi l}$$

Dans l'ensemble ci-contre :

$$r_Q = 0,40 \Rightarrow r_v = 0,95 \quad \text{et} \quad r_H = 0,42$$

ANNEXE V

	Tronçon	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Ks	Deal (mm)	Dnor (mm)	Dint (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (mm)	$\frac{1}{10}Qps$	Auto- curage
	R1-R2	34,383	31,856	27,383	26,856	27,8	0,0189	112,119	75	673,19	800	800	3,53	1,773	0,63	1,058	0,57	3,734	0,458	0,1773	Vérifie
	R2-R3	31,856	27,511	24,856	24,511	30,0	0,0115	112,119	75	739,44	800	800	2,75	1,380	0,81	1,117	0,68	3,070	0,548	0,138	Vérifie
	R3-R4	27,511	26,878	24,511	23,878	30,0	0,0211	112,119	75	659,48	800	800	3,73	1,873	0,60	1,048	0,55	3,907	0,442	0,1873	Vérifie
	R4-R5	26,878	24,681	23,878	23,281	31,3	0,0190	112,119	75	672,71	800	800	3,54	1,776	0,63	1,058	0,57	3,740	0,457	0,1776	Vérifie
	R5-R6	24,681	23,646	23,281	22,246	31,4	0,0320	112,119	75	610,07	800	800	4,59	2,305	0,49	0,992	0,49	4,551	0,393	0,2305	Vérifie
	R6-R7	23,646	23,403	22,246	22,003	37,4	0,0065	112,119	75	822,57	800	800	2,07	1,039	1,08	1,099	0,93	2,274	0,746	0,1039	Vérifie
	R7-R8	23,403	22,956	22,003	21,356	35,0	0,0134	112,119	75	718,23	800	800	2,97	1,492	0,75	1,093	0,65	3,246	0,517	0,1492	Vérifie
	R8-R9	22,956	22,886	21,356	21,186	35,0	0,0049	112,119	75	867,33	1000	1000	2,08	1,636	0,69	1,072	0,60	2,234	0,604	0,1636	Vérifie
	R9-R10	22,886	22,562	21,186	21,162	34,4	0,0087	205,973	75	978,33	1000	1000	2,78	2,179	0,95	1,139	0,77	3,163	0,765	0,2179	Vérifie
	R10-R11	22,562	22,371	21,162	20,971	28,0	0,0079	205,973	75	996,19	1000	1000	2,65	2,077	0,99	1,142	0,80	3,021	0,801	0,2077	Vérifie
	R11-R12	22,371	21,993	20,971	20,593	26,5	0,0133	205,973	75	903,49	1000	1000	3,43	2,695	0,76	1,098	0,65	3,770	0,654	0,2695	Vérifie
	R12-R13	21,993	21,733	20,593	20,333	30,0	0,0087	205,973	75	978,96	1000	1000	2,77	2,176	0,95	1,139	0,77	3,158	0,766	0,2176	Vérifie
	R13-R14	21,733	21,525	20,333	20,125	30,0	0,0078	205,973	75	998,57	1000	1000	2,63	2,064	1,00	1,143	0,81	3,004	0,807	0,2064	Vérifie
	R14-R15	21,525	21,225	20,125	19,825	30,0	0,0100	205,973	75	953,29	1000	1000	2,97	2,335	0,88	1,137	0,73	3,382	0,727	0,2335	Vérifie
	R15-R16	21,225	20,631	19,825	19,231	26,9	0,0105	205,973	75	944,44	1000	1000	3,05	2,394	0,86	1,133	0,71	3,454	0,714	0,2394	Vérifie
	R16-R17	20,631	20,270	19,231	18,870	35,0	0,0150	262,093	75	966,87	1000	1000	3,65	2,862	0,92	1,139	0,75	4,153	0,747	0,2862	Vérifie
	R17-R18	20,270	19,804	18,870	18,404	35,0	0,0127	262,093	75	997,53	1000	1000	3,35	2,633	1,00	1,142	0,80	3,832	0,805	0,2633	Vérifie
	R18-R19	19,804	19,639	18,404	18,239	34,1	0,0072	31,488	75	1188,56	1200	1200	2,85	2,931	1,07	1,112	0,92	3,170	1,106	0,2931	Vérifie
	R19-R20	19,639	19,439	18,239	18,039	30,0	0,0071	31,488	75	1191,68	1200	1200	2,83	2,876	1,09	1,039	0,97	2,942	1,168	0,2876	Vérifie
	R20-R21	19,439	19,180	18,039	17,780	30,0	0,0086	31,488	75	1148,86	1200	1200	3,12	3,529	0,89	1,138	0,73	3,553	0,879	0,3529	Vérifie
	R21-R22	19,180	18,912	17,780	17,512	30,0	0,0089	31,488	75	1141,53	1200	1200	3,18	3,590	0,88	1,136	0,72	3,608	0,869	0,359	Vérifie

	Tronçon	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Ks	Deal (mm)	Dnor (mm)	Dint (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (mm)	$\frac{1}{10}$ Qps	Auto- curage
Collecteur principal	R22-R23	18,912	18,611	17,512	17,211	22,3	0,0135	3,149	75	1056,41	1200	1200	3,91	4,41	0,71	1,08	0,62	4,218	0,746	0,441	Vérifie
	R23-R24	18,611	18,127	17,211	16,727	34,0	0,0142	4,112	75	1156,57	1200	1200	4,01	4,53	0,91	1,14	0,74	4,562	0,891	0,453	Vérifie
	R24-R25	18,127	17,915	16,727	15,915	34,0	0,0210	4,112	75	1074,75	1200	1200	4,87	5,51	0,75	1,09	0,64	5,316	0,772	0,551	Vérifie
	R25-R26	17,915	17,564	15,915	14,564	34,0	0,0221	4,112	75	1064,51	1200	1200	5,00	5,65	0,73	1,08	0,63	5,420	0,757	0,565	Vérifie
	R26-R27	17,564	15,886	14,564	13,886	34,7	0,0196	4,112	75	1088,75	1200	1200	4,71	5,32	0,77	1,10	0,66	5,184	0,792	0,532	Vérifie
	R27-R28	15,886	15,603	13,886	13,803	37,5	0,0038	4,112	75	1480,87	1500	1500	2,40	4,25	0,97	1,14	0,78	2,740	1,173	0,425	Vérifie
	R28-R29	15,603	15,416	13,803	13,716	37,3	0,0040	4,112	75	1466,69	1500	1500	2,47	4,36	0,94	1,14	0,76	2,810	1,147	0,436	Vérifie
	R29-R30	15,416	15,374	13,716	13,674	32,0	0,0023	2,071	75	1258,08	1500	1500	1,87	3,30	0,63	1,06	0,57	1,976	0,853	0,33	Vérifie
	R30-R31	15,374	15,325	13,674	13,625	32,0	0,0015	2,071	75	1363,07	1500	1500	1,51	2,67	0,78	1,10	0,66	1,666	0,993	0,267	Vérifie
	R31-R32	15,325	15,112	13,625	13,412	32,0	0,0027	2,071	75	1220,82	1500	1500	2,03	3,58	0,58	1,04	0,54	2,109	0,812	0,358	Vérifie
	R32-R33	15,112	15,002	13,412	13,302	33,0	0,0033	3,043	75	1358,26	1500	1500	2,24	3,96	0,77	1,10	0,66	2,465	0,986	0,396	Vérifie
	R33-R34	15,002	14,782	13,302	13,082	33,8	0,0062	3,043	75	1206,79	1500	1500	3,07	5,42	0,56	1,03	0,53	3,173	0,798	0,542	Vérifie
	R34-R35	14,782	14,239	13,082	12,539	44,0	0,0060	3,043	75	1214,23	1500	1500	3,02	5,34	0,57	1,04	0,54	3,133	0,806	0,534	Vérifie
	R35-R36	14,239	13,878	12,539	12,178	44,0	0,0052	3,043	75	1247,25	1500	1500	2,81	4,97	0,61	1,05	0,56	2,960	0,841	0,497	Vérifie
	R36-R37	13,878	12,758	12,178	11,158	44,0	0,0120	4,749	75	1259,93	1500	1500	4,27	7,55	0,63	1,06	0,57	4,517	0,856	0,755	Vérifie
	R37-R38	12,758	10,682	11,158	9,282	44,0	0,0152	4,749	75	1205,30	1500	1500	4,81	8,49	0,56	1,03	0,53	4,964	0,797	0,849	Vérifie
	R38-R39	10,682	9,795	9,282	8,395	44,0	0,0144	4,749	75	1217,58	1500	1500	4,68	8,27	0,57	1,04	0,54	4,862	0,809	0,827	Vérifie
	R39-R40	9,795	8,614	8,395	7,214	44,0	0,0139	4,749	75	1225,68	1500	1500	4,60	8,12	0,58	1,04	0,55	4,796	0,818	0,812	Vérifie
	R40-R41	8,614	7,899	7,214	6,499	44,0	0,0163	7,018	75	1377,25	1500	1500	4,98	8,79	0,80	1,11	0,68	5,536	1,013	0,879	Vérifie
	R41-R42	7,899	7,205	6,499	5,805	44,0	0,0158	7,018	75	1385,31	1500	1500	4,90	8,66	0,81	1,12	0,68	5,475	1,025	0,866	Vérifie
	R42-R43	7,205	6,596	5,805	5,196	44,0	0,0138	7,018	75	1420,92	1500	1500	4,39	7,754	0,91	1,139	0,74	5,000	1,111	0,7754	Vérifie
	R43-R44	6,596	6,299	5,196	4,899	38,2	0,0128	7,018	75	1441,10	1500	1500	4,35	7,683	0,91	1,139	0,75	4,956	1,118	0,7683	Vérifie
	R44-R45	6,299	5,724	4,899	4,324	50,0	0,0115	7,018	75	1470,33	1500	1500	4,18	7,387	0,95	1,139	0,77	4,765	1,153	0,7387	Vérifie

	Tronçon	CT,a m (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Ks	Deal (mm)	Dnor (mm)	Dint (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (mm)	$\frac{1}{10}Qps$	Auto- curage
Collecteur N02	R45-R46	67,557	61,082	57,557	55,857	34,0	0,0500	0,561	95	396,07	400	376,6	4,62	0,514	1,09	1,059	0,96	4,892	0,362	0,0514	Vérifie
	R46-R47	61,082	53,516	52,857	51,716	33,5	0,0341	0,561	95	425,52	500	470,8	4,57	0,795	0,71	1,078	0,62	4,925	0,290	0,0795	Vérifie
	R47-R48	53,516	47,907	47,716	46,354	30,0	0,0454	0,561	95	403,30	500	470,8	4,48	0,780	0,72	1,082	0,63	4,848	0,295	0,078	Vérifie
	R48-R49	47,907	42,803	42,707	41,250	30,0	0,0470	0,561	95	400,69	500	470,8	4,51	0,785	0,71	1,081	0,62	4,873	0,293	0,0785	Vérifie
	R49-R50	42,803	37,631	37,403	36,078	30,0	0,0442	0,561	95	405,39	500	470,8	4,65	0,809	0,69	1,074	0,61	4,995	0,287	0,0809	Vérifie
	R50-R51	37,631	33,028	32,431	31,475	30,2	0,0316	0,561	95	431,59	500	470,8	4,06	0,706	0,79	1,110	0,67	4,505	0,317	0,0706	Vérifie
	R51-R52	33,028	27,934	27,475	26,381	33,0	0,0332	0,561	95	427,73	500	470,8	4,16	0,723	0,78	1,103	0,66	4,583	0,311	0,0723	Vérifie
	R52-R53	27,934	24,532	24,534	22,979	33,0	0,0471	0,561	95	400,54	500	470,8	4,64	0,807	0,69	1,075	0,61	4,986	0,287	0,0807	Vérifie
	R53-R54	24,532	22,000	21,632	20,447	33,0	0,0359	0,561	95	421,39	500	470,8	4,32	0,753	0,75	1,091	0,64	4,719	0,302	0,0753	Vérifie
	R54-R55	22,000	20,360	19,900	18,807	33,0	0,0331	0,561	95	427,89	500	470,8	4,15	0,722	0,78	1,103	0,66	4,580	0,312	0,0722	Vérifie
	R55-R15	20,360	20,631	14,960	14,631	35,3	0,0093	0,561	95	542,74	630	593,2	2,57	0,710	0,79	1,109	0,67	2,849	0,398	0,071	Vérifie

	Tronçon	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Dint (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (mm)	$\frac{1}{10}Qp_s$	Auto- curage
Collecteur N03	R56-R57	57,408	54,139	53,408	52,139	31,0	0,0320	0,963	95	527,37	630	593,2	4,51	1,246	0,77	1,102	0,66	4,969	0,391	0,1246	Vérifie
	R57-R58	54,139	50,226	49,139	48,226	31,0	0,0294	0,963	95	535,65	630	593,2	4,45	1,229	0,78	1,106	0,67	4,921	0,395	0,1229	Vérifie
	R58-R59	50,226	48,510	48,226	47,110	31,0	0,0351	0,963	95	518,25	630	593,2	4,49	1,240	0,78	1,103	0,66	4,953	0,393	0,124	Vérifie
	R59-R60	48,510	47,383	47,110	45,983	31,0	0,0352	0,963	95	517,92	630	593,2	4,54	1,254	0,77	1,100	0,66	4,992	0,389	0,1254	Vérifie
	R60-R61	47,383	46,439	45,983	45,039	31,0	0,0305	0,963	95	532,28	630	593,2	4,47	1,235	0,78	1,104	0,66	4,937	0,394	0,1235	Vérifie
	R61-R62	46,439	45,327	45,039	43,727	29,9	0,0351	0,963	95	518,30	630	593,2	4,37	1,207	0,80	1,112	0,68	4,858	0,401	0,1207	Vérifie
	R62-R63	45,327	43,838	43,727	42,438	32,0	0,0340	0,963	95	521,41	630	593,2	4,52	1,249	0,77	1,101	0,66	4,977	0,391	0,1249	Vérifie
	R63-R64	43,838	41,117	40,938	39,617	32,0	0,0352	0,963	95	518,03	630	593,2	4,47	1,235	0,78	1,104	0,66	4,937	0,394	0,1235	Vérifie
	R64-R65	41,117	36,655	36,617	35,255	32,0	0,0310	0,963	95	530,51	630	593,2	4,54	1,254	0,77	1,100	0,66	4,992	0,389	0,1254	Vérifie
	R65-R66	36,655	32,321	32,255	30,921	32,0	0,0295	0,963	95	535,47	630	593,2	4,39	1,213	0,79	1,110	0,67	4,874	0,399	0,1213	Vérifie
	R66-R67	32,321	28,071	27,321	26,071	32,0	0,0350	0,963	95	518,58	630	593,2	4,52	1,249	0,77	1,101	0,66	4,977	0,391	0,1249	Vérifie
	R67-R68	28,071	23,304	23,071	21,904	32,0	0,0353	0,963	95	517,75	630	593,2	4,32	1,193	0,81	1,115	0,68	4,818	0,404	0,1193	Vérifie
	R68-R69	23,304	20,840	20,404	19,240	32,0	0,0340	0,963	95	521,41	630	593,2	4,41	1,218	0,79	1,109	0,67	4,890	0,398	0,1218	Vérifie
	R69-R70	20,840	19,305	19,240	17,905	32,0	0,0297	0,963	95	534,96	630	593,2	4,49	1,240	0,78	1,103	0,66	4,953	0,393	0,124	Vérifie
	R70-R22	19,305	18,611	17,905	17,211	32,7	0,0212	0,963	95	569,62	630	593,2	3,88	1,071	0,90	1,139	0,74	4,414	0,437	0,1071	Vérifie
Collecteur N05	R71-R72	34,096	31,452	31,096	30,052	34,0	0,0307	1,706	75	719,64	800	800	4,49	2,258	0,76	1,095	0,65	4,920	0,519	0,2258	Vérifie
	R72-R73	31,452	28,560	28,052	27,160	34,0	0,0262	1,706	75	741,12	800	800	4,16	2,088	0,82	1,119	0,69	4,651	0,550	0,2088	Vérifie
	R73-R74	28,560	27,086	26,160	25,686	35,0	0,0178	1,706	75	797,09	800	800	3,42	1,719	0,99	1,142	0,80	3,908	0,641	0,1719	Vérifie
	R74-R75	27,086	23,826	23,086	22,026	28,2	0,0376	1,706	75	692,97	800	800	4,55	2,286	0,75	1,091	0,64	4,966	0,514	0,2286	Vérifie
	R75-R76	23,826	21,844	22,026	20,444	32,0	0,0289	1,706	75	727,85	800	800	4,36	2,191	0,78	1,104	0,66	4,814	0,531	0,2191	Vérifie
	R76-R77	21,844	20,985	20,440	19,585	32,0	0,0268	1,706	75	738,03	800	800	4,20	2,111	0,81	1,116	0,68	4,688	0,546	0,2111	Vérifie
	R77-R78	20,985	19,202	18,085	17,602	32,0	0,0190	1,706	75	787,39	800	800	3,54	1,776	0,96	1,139	0,78	4,029	0,621	0,1776	Vérifie
	R78-R79	19,202	16,999	16,302	15,599	32,0	0,0219	1,706	75	766,41	800	800	3,80	1,909	0,89	1,138	0,73	4,324	0,587	0,1909	Vérifie
	R79-R35	16,999	13,878	13,499	12,478	30,9	0,0331	1,706	75	709,68	800	800	4,58	2,301	0,74	1,090	0,64	4,990	0,512	0,2301	Vérifie

	Tronçon	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Ks	Deal (mm)	Dnor (mm)	Dint (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (mm)	$\frac{1}{10}Qps$	Auto- curage
Collecteur N04	R80-R81	43,350	38,846	38,850	37,446	32,0	0,0370	2,005	75	738,28	800	800	4,35	2,185	0,92	1,139	0,75	4,956	0,598	0,2185	Vérifie
	R81-R82	38,846	34,747	34,946	33,347	32,0	0,0380	2,005	75	734,60	800	800	4,29	2,155	0,93	1,139	0,76	4,888	0,605	0,2155	Vérifie
	R82-R83	34,747	31,816	31,847	30,416	32,0	0,0360	2,005	75	742,08	800	800	4,38	2,201	0,91	1,139	0,74	4,989	0,595	0,2201	Vérifie
	R83-R84	31,816	28,966	28,616	27,166	32,0	0,0357	2,005	75	743,25	800	800	4,27	2,145	0,93	1,139	0,76	4,865	0,607	0,2145	Vérifie
	R84-R85	28,966	27,152	27,166	25,752	32,0	0,0295	2,005	75	770,12	800	800	4,38	2,201	0,91	1,139	0,74	4,98 9	0,59 5	0,2201	Vérifie
	R85-R86	27,152	25,506	25,752	24,106	35,3	0,0264	2,005	75	786,52	800	800	4,17	2,094	0,96	1,139	0,77	4,74 9	0,61 9	0,2094	Vérifie
	R86-R87	25,506	24,218	24,106	22,818	31,0	0,0313	2,005	75	761,99	800	800	4,37	2,195	0,91	1,139	0,75	4,97 8	0,59 6	0,2195	Vérifie
	R87-R88	24,218	23,453	22,818	22,053	31,0	0,0247	2,005	75	796,62	800	800	4,03	2,024	0,99	1,142	0,80	4,59 9	0,64 0	0,2024	Vérifie
	R88-R89	23,453	23,036	22,053	21,636	31,0	0,0250	2,005	75	794,59	800	800	4,06	2,038	0,98	1,141	0,79	4,62 7	0,63 5	0,2038	Vérifie
	R89-R90	23,036	22,232	21,636	20,832	31,0	0,0259	2,005	75	789,11	800	800	4,13	2,075	0,97	1,140	0,78	4,70 8	0,62 4	0,2075	Vérifie
	R90-R91	22,232	19,539	18,732	17,539	31,0	0,0348	2,005	75	746,91	800	800	4,78	2,403	0,83	1,125	0,70	5,38 3	0,55 9	0,2403	Vérifie
	R91-R92	19,539	18,781	17,539	16,781	31,0	0,0245	2,005	75	797,89	800	800	4,01	2,015	0,99	1,142	0,80	4,58 2	0,64 3	0,2015	Vérifie
	R92-R93	18,781	17,838	16,781	15,838	31,0	0,0304	2,005	75	765,92	800	800	4,37	2,195	0,91	1,139	0,75	4,97 8	0,59 6	0,2195	Vérifie
	R93-R94	17,838	16,564	15,838	15,164	31,0	0,0249	2,005	75	795,19	800	800	4,05	2,033	0,99	1,141	0,80	4,61 9	0,63 7	0,2033	Vérifie
	R94-R28	16,564	15,416	14,164	13,816	30,8	0,0113	2,005	75	922,39	800	800	3,95	1,984	1,01	1,145	0,82	4,52 1	0,65 6	0,1984	Vérifie

Collecteur N01

	Tronçon	CT,a m (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Ks	Deal (mm)	Dnor (mm)	Dint (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (mm)	$\frac{1}{10}Qps$	Auto- curage
Collecteur N01	R95-R96	36,712	36,537	35,212	34,537	32,0	0,0211	0,939	95	564,86	630	593,2	3,87	1,068	0,88	1,136	0,73	4,393	0,430	0,1068	Vérifie
	R96-R97	36,537	36,154	34,537	34,154	32,0	0,0124	0,939	95	624,02	630	593,2	2,96	0,819	1,15	0,344	1,18	1,020	0,699	0,0819	Vérifie
	R97-R98	36,154	35,848	34,154	33,348	32,0	0,0252	0,939	95	546,38	630	593,2	4,22	1,167	0,80	1,114	0,68	4,708	0,403	0,1167	Vérifie
	R98-R99	35,848	34,125	33,048	32,325	32,0	0,0226	0,939	95	557,59	630	593,2	4,00	1,105	0,85	1,130	0,71	4,521	0,420	0,1105	Vérifie
	R99-R100	34,125	30,718	30,325	29,318	32,0	0,0290	0,939	95	532,13	630	593,2	4,53	1,252	0,75	1,093	0,65	4,953	0,383	0,1252	Vérifie
	R100-R101	30,718	28,126	27,818	26,626	32,1	0,0280	0,939	95	535,64	630	593,2	4,45	1,230	0,76	1,098	0,65	4,889	0,388	0,123	Vérifie
	R101-R102	28,126	26,125	25,126	24,425	32,7	0,0214	0,939	95	563,17	630	593,2	3,90	1,076	0,87	1,135	0,72	4,423	0,428	0,1076	Vérifie
	R102-R103	26,125	24,872	24,425	23,372	30,2	0,0270	0,939	95	539,31	630	593,2	4,37	1,208	0,78	1,103	0,66	4,826	0,393	0,1208	Vérifie
	R103-R104	24,872	24,489	23,372	22,789	30,0	0,0194	0,939	95	573,59	630	593,2	3,71	1,025	0,92	1,139	0,75	4,228	0,443	0,1025	Vérifie
	R104-R105	24,489	24,201	22,789	22,201	22,8	0,0258	0,939	95	543,76	630	593,2	4,28	1,182	0,79	1,110	0,67	4,751	0,400	0,1182	Vérifie
	R105-R106	24,201	23,632	22,201	21,632	30,1	0,0189	0,939	95	576,32	630	593,2	3,66	1,012	0,93	1,139	0,75	4,175	0,447	0,1012	Vérifie
	R106-R107	23,632	22,881	21,632	20,881	30,0	0,0250	0,939	95	547,05	630	593,2	4,21	1,163	0,81	1,115	0,68	4,697	0,404	0,1163	Vérifie
	R107-R8	22,881	22,886	20,881	20,386	21,9	0,0226	0,939	95	557,59	630	593,2	4,00	1,105	0,85	1,130	0,71	4,521	0,420	0,1105	Vérifie

Collecteur N05

Collecteur N05	R71-R72	34,096	31,452	31,096	30,052	34,0	0,0307	1,706	75	719,64	800	800	4,49	2,258	0,76	1,095	0,65	4,920	0,519	0,2258	Vérifie
	R72-R73	31,452	28,560	28,052	27,160	34,0	0,0262	1,706	75	741,12	800	800	4,16	2,088	0,82	1,119	0,69	4,651	0,550	0,2088	Vérifie
	R73-R74	28,560	27,086	26,160	25,686	35,0	0,0178	1,706	75	797,09	800	800	3,42	1,719	0,99	1,142	0,80	3,908	0,641	0,1719	Vérifie
	R74-R75	27,086	23,826	23,086	22,026	28,2	0,0376	1,706	75	692,97	800	800	4,55	2,286	0,75	1,091	0,64	4,966	0,514	0,2286	Vérifie
	R75-R76	23,826	21,844	22,026	20,444	32,0	0,0289	1,706	75	727,85	800	800	4,36	2,191	0,78	1,104	0,66	4,814	0,531	0,2191	Vérifie
	R76-R77	21,844	20,985	20,440	19,585	32,0	0,0268	1,706	75	738,03	800	800	4,20	2,111	0,81	1,116	0,68	4,688	0,546	0,2111	Vérifie
	R77-R78	20,985	19,202	18,085	17,602	32,0	0,0190	1,706	75	787,39	800	800	3,54	1,776	0,96	1,139	0,78	4,029	0,621	0,1776	Vérifie

	R78-R79	19,202	16,999	16,302	15,599	32,0	0,0219	1,706	75	766,41	800	800	3,80	1,909	0,89	1,138	0,73	4,324	0,587	0,1909	Vérifie
	R79-R35	16,999	13,878	13,499	12,478	30,9	0,0331	1,706	75	709,68	800	800	4,58	2,301	0,74	1,090	0,64	4,990	0,512	0,2301	Vérifie