



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: Conception des systèmes d'assainissement

THEME :

**Etude du système d'assainissement de la partie
nord de la commune de Béchar W.Béchar**

Présenté par :

TOUNSI MANAL FADILA

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^{me} : W.MOKRANE	M.C.B	Président
M ^{me} : C.SALHI	M.C.B	Examinateur
M ^{me} : L.KADI	M.A.A	Examinateur
M ^{me} : F.DERNOUNI	M.M.A	Promotrice

Session.....2024

Remerciements

Je tiens tout d'abord à exprimer ma gratitude envers Allah le tout-puissant pour m'avoir accordé cette ambition, cette force, cette volonté et ce courage pour mener à bien ce modeste travail avec amour, passion et honnêteté.

Je tiens à remercier mon encadrante Mm. DERNOUNI FOUZIA pour m'avoir dirigé ce travail de recherche et m'avoir fait bénéficier de son expérience et de ses précieux conseils, et pour Sa patience, son professionnalisme et sa disponibilité ont été d'une aide précieuse mon développement personnel.

Je remercie aussi le très sympathique- ingénieur Mr. BENDJILLALI ABDELHAK qui a été toujours disponibles pour répondre à mes questions, me guider et m'aider.

Je tiens également à exprimer ma gratitude envers les membres du jury qui seront honorés d'évaluer et d'apprécier mon travail.

Je tiens également à exprimer ma gratitude envers tous les enseignants de l'ENSH qui m'ont éclairé, guidé et soutenu tout au long de ma formation.

Dédicaces

A mes chers parents, quoi que je dise ou je fasse, je n'arriverai jamais à vous remercier. C'est grâce à vos encouragements, vos bienveillances et votre présence à mes côtés, que j'ai réussi ce respectueux parcours. Je souhaite que vous soyez fière de moi, et que j'ai pu répondre aux espoirs que vous avez fondé en moi.

A Mon père DJILALI TOUNSI

Tu as toujours été pour moi un exemple du père respectueux, honnête, de la personne méticuleuse, je tiens à honorer l'homme que tu es. Grâce à toi papa j'ai appris le sens du travail et de la responsabilité. Je voudrais te remercier pour ton amour, ta générosité, ta compréhension... Ton soutien fut une lumière dans tout mon parcours. Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour l'estime et le respect que j'ai toujours eu pour toi. Ce modeste travail est le fruit de tous les sacrifices que tu as déployés pour mon éducation et ma formation. Je t'aime papa et j'implore le tout-puissant pour qu'il t'accorde une bonne santé et une heureuse et longue Vie.

A Ma mère MOUMENI DAOUIA

À mon adorable mère qui était et est toujours présente et continue de l'être pour faire mon bonheur. Merci pour ta sacrifice pour que tes enfants grandissent et prospèrent. Merci de trimer sans relâche, malgré les péripéties de l'âge et de la santé, Maman, je ne peux pas imaginer ma vie sans toi à mes côtés merci à Dieu, qui m'a pourvu une meilleure maman.

A ma Sœur IKRAM

À ma merveilleuse sœur, merci d'être toujours là pour moi, peu importe les circonstances. Ta force, ton soutien et ton amour sont inestimables. Je suis tellement chanceuse de t'avoir comme sœur, Je te dis merci et je te souhaite bonheur, réussite et prospérité. Aucun langage ne saurait exprimer mon respect et ma considération pour votre soutien et encouragements.

A Mon L'âme de mon frère IMAD-EDDIN

Mon frère, j'aimerais que tu sois immortel, ou j'aimerais que ton destin dans la vie dure plus longtemps pour que tu puisses me voir comme un diplômé aujourd'hui, Je consacre cette recherche, en espérant que ce sera une bonne action et une œuvre caritative de votre

part. Daie à son âme

A Mon frère BOUCHIBA ISMAIL YASSIN

Aucun langage ne saurait exprimer mon respect et ma considération pour ton soutien et encouragements. Je te dédie ce travail en reconnaissance de l'amour que vous m'offrez quotidiennement et ton bonté exceptionnelle. Je te dis merci, et que Dieu le Tout Puissant vous garde et vous procure santé et bonheur.

A Ma nièce BOUCHIBA JOURI NAYLA

Avoir une nièce comme JOURI est le plus beau cadeau qu'une Sœur puisse vous faire. Tes petites mains, ton envie de parcourir le monde, ton enthousiasme, tes sourires, tes yeux brillants sont incomparables. Tu as apporté beaucoup de bonheur à notre famille, j'espère te voir réussir à l'avenir. Je t'aime ma princesse.

A mes tantes, Oncles

Un grand merci à mes tantes paternelles (HADDA, FATIMA, HALIMA, et HASSINA), pour leur amour, leurs conseils ainsi que leur soutien inconditionnel, à la fois moral et économique, Je vous suis très reconnaissante pour les efforts déployés, Veuillez accepter mes remerciements pour tout ce que vous avez fait pour moi.

Un grand merci aussi à mes tantes maternelles (DJAMILA, RACHIDA, WAHIBA, et MAHDJOUBA) Merci pour tout ce que vous avez fait pour moi. Les mots ne suffisent pas à exprimer ma gratitude. Avec grand amour.

Mes meilleurs oncles

Mes chers oncle (ABD-EL-ALLAH, MOHAMED) je tiens à vous remercier du fond du cœur pour votre soutien, votre présence à mes coté.

A Mes Cousines et mes cousins

A SOUNDOUS , NESMA , AMIRA , MARWA , HADIL , MALAK , FIRAS , ACHRAF , ABD-EL-ATIF , IMAD , IMADE , ISLAM , Je vous souhaite à tous du succès et que vous serez une belle image de la famille à l'avenir. Je vous aime tous.

A mes Amis

A mes amies MANAL, RAOUNEK, IMANE, DOUNIA, Je ne peux trouver les mots justes et sincères pour vous exprimer mon affection et mes pensées, vous êtes pour moi des sœurs et des amies sur qui je peux compter. En témoignage de l'amitié qui nous unit et des souvenirs de tous les moments que nous avons passés ensemble, je vous dédie ce travail et je vous souhaite une vie pleine de santé et de bonheur.

À tous ceux et celles qui ont cru en moi et m'ont aidé, ne serait-ce que par un sourire sincère. Je vous suis reconnaissant du fond du cœur. Les mots ne suffisent pas à exprimer ma gratitude. Avec grand amour

ملخص:

تشهد مدينة بشار حاليا توسعا مكثفا وسريعا في الجزء الشمالي من ولاية بشار. وبالفعل فإن الهدف الرئيسي لأطروحتنا هو دراسة شبكة الصرف الصحي للمدينة الجديدة والتي تسمى " مخطط شغل الأراضي القسم الثاني من الطريق المؤدي إلى دائرة لحمر".

ومن هذا المنطلق، قمنا بتقييم مختلف تدفقات مياه الصرف الصحي والأمطار وتتبع شبكة الإخلاء مع الأخذ في الاعتبار بيانات المدينة (الطبوغرافية، خطة التحضر، المناخ، وما إلى ذلك). وبعد ذلك، سيتم إخلاء المياه من خلال نقطتي اتصال موجودتين، إحداهما تقع أسفل منطقة دراستنا والأخرى على الجانب الأيسر.

Résumé :

Actuellement, la ville de Béchar connaît une extension intense et rapide de la partie nord de la commune de Béchar. En effet, notre mémoire a pour objectif principal l'étude du réseau d'assainissement de la nouvelle ville appelée « POS route Lahmer « deuxième tranche » ».

C'est dans ce sens que nous avons évalué les différents débits usés et pluviaux et tracé le réseau d'évacuation tout en prenant en considération les données de la ville (Topographique, plan d'urbanisation, climat...etc.). Par la suite les eaux seront évacuées à travers deux points de raccordement existant l'un situé à l'aval de notre zone d'étude et l'autre dans le côté gauche.

Abstract :

Currently, the town of BECHAR is experiencing intense and rapid expansion in the northern part of the commune of BECHAR. Indeed, the main objective of our dissertation is the study of the sanitation network of the new city called "POS of The second section of the road to LAHMER".

It is in this sense that we evaluated the different wastewater and rain flows and traced the evacuation network while taking into consideration the city's data (topographic, urbanization plan, climate, etc.). Subsequently, the water will be evacuated through two existing connection points, one located downstream of our study area and the other on the left side.

Tableau des matières

Remercîments

Dédicace

Abstract

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des abréviations

Introduction générale	1
Introduction :	4
I.1. Présentation de la commune de BECHAR :	4
I.2. Situation géographique du périmètre d'étude:	5
I.3. La situation topographique :	6
I.3.1. Situation hydrogéologique :	6
I.3.2. Hydrologie :	6
I.4. Situation Climatique :	7
I.4.1. Climat :	7
I.4.2. Précipitation :	7
I.4.3. L'évaporation :	7
I.4.4. La température :	7
I.4.5. Humidité :	8
I.4.6. Le Vent :	8
I.5. Situation hydraulique :	8
I.5.1. Les Ressources hydrique au niveau de la wilaya de Béchar :	8
I.5.2. L'Alimentation en eau potable :	9
I.5.3. Le réseau d'assainissement :	9
Conclusion :	9
Introduction :	11
II.1. Averses :	11
II.2. Choix de la période de retour :	11
II.3. Courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF):	11
II.4. Détermination de l'intensité moyenne de précipitation :	11
II.5. Évaluation de l'intensité moyenne des précipitations :	12
II.5.1. La série des données pluviométriques :	12
II.5.2. Etude de précipitation maximale journalière	13
II.5.3. Ajustement de la série :	13
II.5.4. Choix de la loi d'ajustement :	17
II.5.5. Test Graphique :	17
II.6. Calcul de la valeur de l'intensité à une période de retour donnée :	18
Conclusion :	19
Introduction :	21
III.1. Situation démographique :	21
III.2. Découpage de l'aire d'étude en surfaces élémentaires :	21
III.3. Système d'évacuation des eaux :	21
III.3.1. Les différents systèmes d'assainissement :	21
III.4. Choix du système d'assainissement :	24

III.5. Schémas d'évacuation des eaux :	24
III.5.1. Le schéma perpendiculaire :	24
III.5.2. Le Schéma pour déplacement latéral :	25
III.5.3. Schéma du collecteur par zones étagée :	25
III.5.4. Schéma à collecteur transversal ou oblique :	25
III.5.5. Schéma radial :	26
III.6. Choix du schéma d'évacuation :	26
III.7. Le coefficient de ruissellement Cr :	26
III.7.1. Méthodes de détermination du coefficient de ruissellement :	27
III.8. Calcul de la population pour chaque surface élémentaire :	28
III.8.1. Calcul du coefficient de ruissellement pondéré total :	29
III.8.2. Calcul de la densité partielle :	29
III.8.3. Calcul du nombre d'habitants de chaque surface élémentaire :	29
Conclusion :	30
Introduction	32
IV.1. Origine et nature des eaux à évacuer :	32
IV.1.1. Les eaux usées :	32
IV.1.2. Les eaux usées domestique:	32
IV.1.3. Les eaux usées des services publics :	32
IV.1.4. Les eaux usées industrielles :	32
IV.1.5. Les eaux de parasites :	32
IV.1.6. Les eaux pluviales :	33
IV.2. Estimation des débits des eaux usées :	33
IV.2.1. Évaluation du débit moyen journalier d'eaux usées domestiques :	33
IV.2.2. Évaluation du débit d'eaux usées industrielles rejetées:	34
IV.2.3. Évaluation du débit d'eaux usées publiques :	34
IV.2.4. Evaluation des débits des eaux parasites :	35
IV.2.5. Débits totaux des eaux usées à évacuer :	36
IV.3. Évaluation des débits des eaux pluviales :	36
IV.3.1. Les méthodes rationnelles :	36
IV.4. Calcul des débits pluviaux :	38
IV.5. Calcul des débits totaux à évacuer :	39
Conclusion :	39
Introduction	42
V.1. Conception et tracé en plan du réseau	42
V.2. Conditions d'écoulement et de dimensionnement	42
V.3. Hypothèses de dimensionnement	42
V.4. Mode de dimensionnement des canalisations	43
V.4.1. Calcul de base :	43
V.5. Réseau des eaux usées en système séparatif :	44
V.6. Réseau des eaux pluviales en système séparatif :	44
V.7. Les abaques de Bazin :	44
V.8. Conditions d'autocurage :	45
V.8.1. Réseaux des eaux usées :	45
V.8.2. Réseaux des eaux usées :	45
V.9. Normes d'écoulement et d'implantation :	45
V.9.1. Canalisations des eaux usées :	45
V.9.2. Canalisations des eaux pluviales :	46
V.10. Choix du matériau des collecteurs :	46
Introduction :	74
VI.1. Les ouvrages principaux :	74

VI.1.1. Les canalisations.....	74
VI.1.2. Critères du choix de conduite :	74
VI.1.3. Types de matériaux :.....	74
VI.1.4. Les essais de conduites préfabriqués :.....	76
VI.1.5. Les remèdes :	76
VI.1.6. Pose de canalisation :	77
VI.2.1. Les ouvrages normaux :.....	78
Conclusion :	79
Introduction :.....	81
VII.1. Les étapes de réalisation du projet :	81
VII.1.1. Manutention et stockage des conduites :	81
VII.1.2. Décapage de la terre végétale :.....	82
VII.1.3. Exécution des tranchées et des regards :	82
VII.1.4. Profondeur de la tranchée :	82
VII.1.5. Largeur de la tranchée :	82
VII.1.6. Aménagement du lit de pose :	82
VII.1.7. Emplacement des jalons des piquets (piquetage) :.....	83
VII.1.8. Pose des canalisations :.....	83
VII.1.9. Assemblage des tuyaux :	84
VII.1.10. Essai d'étanchéité :	84
VII.1.11. Construction des regards :	84
VII.2. Choix des engins :	85
VII.3. Devis quantitatif et estimatif :.....	87
VII.4. Planification des travaux.....	90
VII.5. Technique de la planification.....	90
Conclusion :	93
Introduction :.....	95
VIII.1. Gestion des systèmes d'assainissement.....	95
VIII.2. Travaux de gestionnaire.....	95
VIII.2.1. Connaissance du réseau.....	95
VIII.2.2. Surveillance du réseau.....	95
VIII.2.3. Opérations périodique d'entretien.....	95
VIII.3. Travaux spécifiques.....	96
VIII.3.1. Désodorisation	96
VIII.3.2. Détection d'eaux parasites.....	96
VIII.3.3. Réhabilitation des réseaux	96
VIII.4. Exploitation du réseau	97
VIII.4.1. Objectifs de l'exploitation	97
VIII.4.2. Tâches de l'exploitant	97
VIII.4.3. Techniques d'exploitation des réseaux	97
Conclusion :	99
Conclusion générale	100
Bibliographie :.....	103
ANNEXES.....	104

Liste des figures

CHAPITRE I: PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Figure I- 1: Situation de la commune de Béchar.....	4
Figure I- 2: Situation administrative de la Wilaya de Béchar.....	5
Figure I- 3 : Vue aérienne de la zone d'étude.....	5
Figure I- 4 Réseau hydrographique régional	6

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

Figure II- 1: Ajustement graphique à la loi log-normal.....	15
Figure II- 2: Ajustement graphique à la loi GEV.....	16
Figure II- 3: Résultats de l'ajustement de la loi de Gumbel.	17
Figure II- 4: Comparaison entre les différentes lois d'ajustement.	17

CHAPITRE III: CALCUL DE BASE

Figure III- 1 Représentation schématique d'un réseau unitaire	22
Figure III- 2 Représentation schématique d'un réseau séparatif.....	23
Figure III- 3 Représentation schématique d'un réseau pseudo-séparatif	24
Figure III- 4 Schéma perpendiculaire	24
Figure III- 5 Schéma par déplacement latéral.....	25
Figure III- 6 Schéma à Collecteurs Etagés	25
Figure III- 7. Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique	26
Figure III- 8 Schéma type radial	26

CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

Figure IV- 1 Principe schématique de détermination du coefficient réducteur d'intensité α	38
Tableau IV- 1: Calcul des débits de pointe des eaux usées domestiques	34
Tableau IV- 2 Calcul de débit industriel	34
Tableau IV- 3: Calcul des débits d'eaux usées des équipements.....	35
Tableau IV- 4 Débits des eaux parasites	36
Tableau IV- 5 débits totaux des eaux usées.....	36
Tableau IV- 6 Débits des eaux pluviales à évacuer	38
Tableau IV- 7 Débits des eaux pluviales à évacuer	39

CHAPITRE VI: LES ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU

Figure VI- 1: Joints sur tuyaux en amiante ciment.	75
Figure VI- 2: Joints sur tuyau en grès.....	75
Figure VI- 3: Joints sur tuyaux en béton	76
Figure VI- 4: Pose de canalisation sur un terrain ordinaire	77
Figure VI- 5: Pose de canalisation sur un mauvais terrain	77
Figure VI- 7: Exemple d'un branchement simple	78
Tableau VII- 1 : Coefficient de foisonnement	88
Tableau VII- 2: Volumes de travaux	89
Tableau VII- 3: Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet	89
Tableau VII- 4 Les symboles de différentes opérations.....	92
Tableau VII- 5 Détermination des délais	92

CHAPITRE VII: ORGANISATION DU CHANTIER

Figure VII- 1: le bon transport des canalisations	81
Figure VII- 2: le bon stockage des canalisations	82
Figure VII- 3: Pose du lit de sable.....	83
Figure VII- 4: le piquetage.....	83
Figure VII- 5: 1er phase	84
Figure VII- 6: 2eme phase	84
Figure VII- 7: assemblage des tuyaux en béton	84
Figure VII- 8: Niveleuse	86
Figure VII- 9: Bulldozer	86
Figure VII- 10: Pelle en rétro.....	86
Figure VII- 11: Pelle à chenille	86
Figure VII- 12: Chargeuse	87
Figure VII- 13: Compacteur à rouleaux lisses	87
Tableau VII- 1 : Coefficient de foisonnement	88
Tableau VII- 2: Volumes de travaux	89
Tableau VII- 3: Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet	89
Tableau VII- 4 Les symboles de différentes opérations.....	92
Tableau VII- 5 Détermination des délais	92

Liste des tableaux

CHAPITRE I: PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau I- 1 : les précipitations annuelles de la wilaya de Béchar (2000-2008)	7
Tableau I- 2: Les moyennes mensuelles de l'évaporation.....	7
Tableau I- 3: Les températures mensuelles de la wilaya de Béchar.....	8
Tableau I- 4: fréquences des vents (PDAU)	8

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau II- 1: Identification de la station pluviométrique de Béchar :.....	12
Tableau II- 2: La série Pluviométrique (station Béchar) 1990-2020 :.....	12
Tableau II- 3: Caractéristiques empirique de la série.	13
Tableau II- 4 : Résultat de l'ajustement à la loi de Galton	14
Tableau II- 5: Résultats d'ajustement à la loi GEV.....	15
Tableau II- 6: Résultats d'ajustement à la loi de Gumbel.....	16
Tableau II- 7: Test d'adéquation des trois lois d'ajustement.....	18
Tableau II- 8: paramètre de la loi de Galton.	19

CHAPITRE III: CALCUL DE BASE

Tableau III- 1 Projection de la population	21
Tableau III- 2 Avantages et inconvénients de système unitaire.....	22
Tableau III- 3 Avantages et inconvénients de système séparatif	23
Tableau III- 4 Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol	27
Tableau III- 5 Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation .	27
Tableau III- 6 Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population	28
Tableau III- 7 Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces .	28
Tableau III- 8 Calcul de coefficient de ruissellement et le nombre d'habitants de chaque sous bassin.	29

CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

Tableau IV- 1: Calcul des débits de pointe des eaux usées domestiques	34
Tableau IV- 2 Calcul de débit industriel.....	34
Tableau IV- 3: Calcul des débits d'eaux usées des équipements.	35
Tableau IV- 4 Débits des eaux parasites.....	36
Tableau IV- 5 débits totaux des eaux usées	36
Tableau IV- 6 Débits des eaux pluviales à évacuer.....	38
Tableau IV- 7 Débits des eaux pluviales à évacuer.....	39

CHAPITRE V: DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

Tableau V- 1 : pour le réseau d'assainissement du premier point de raccordement.	47
Tableau V- 2 : pour le réseau d'assainissement du deuxième point de raccordement.	54

CHAPITRE VII: ORGANISATION DU CHANTIER

Tableau VII- 1 : Coefficient de foisonnement	88
Tableau VII- 2: Volumes de travaux	89
Tableau VII- 3: Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet	89
Tableau VII- 4 Les symboles de différentes opérations	92
Tableau VII- 5 Détermination des délais	92

Liste des abréviations

- P.O.S PLAN D'OCCUPATION DE SOL
- P.D.A.U : PLAN Directeur d'aménagement et d'urbanisme
- O.N.M : Office national de la météorologie
- A.N.R.H : Agence Nationale des ressources hydriques.
- D.R.E : Direction des recoures en eau
- D.U.C : Direction de l'urbanisme et construction
- L.P.A : Logement promotionnel Aidé
- U.R.B.A.T : Centre d'étude et de réalisation en urbanisme Tlemcen.
- APC : Assemblée populaire communale
- C.N.A.T : Centre National d'étude et d'animation de l'entreprise, et l'hydraulique et travaux publics

Introduction générale

Introduction générale

L'homme avait toujours des problèmes de se débarrasser des quantités des eaux qu'ils utilisent (plus que 80% de la dotation est rejetée). D'où il a conçu des systèmes d'évacuation des eaux usées, surtout il y a des contraintes écologiques et sanitaires qui imposent un choix précis du model et du cheminement d'évacuation, et pourquoi pas réutiliser ces eaux pour d'autres besoins (Irrigation, industrie...) car il y a des consommations énormes des eaux et les sources sont surexploitées.

Actuellement La partie Nord de la commune de Béchar a connu une extension urbanisée de forte densité habitations dépourvue de réseaux d'AEP et d'Assainissement Notre objectif consiste à dimensionner et concevoir un système d'assainissement capable de satisfaire cette zone en matière de rejet des effluents urbains et pluviaux.

Notre mémoire s'inscrit dans le cadre de l'évacuation des eaux usées et pluviales de cette nouvelle ville vers l'agglomération en amont puis vers la station d'épuration existante située à la sortie de la ville de Béchar (au sud).

Pour une meilleure compréhension de ce travail, nous allons d'abord présenter les caractéristiques de notre agglomération, puis nous aborderons l'étude hydrologique, puis nous proposerons le dimensionnement du système d'évacuation. Les composants du réseau de ce système, leur dimensionnement, les éléments constitués du réseau, et la gestion de ce dernier.

Chapitre I

Présentation de La zone d'étude

Introduction :

La présentation de l'agglomération est une étape cruciale, c'est pourquoi il est essentiel de prendre des mesures de prudence lors de la collecte des données. Dans un projet d'assainissement, il est essentiel de prendre en compte les caractéristiques de la ville car elles jouent un rôle essentiel et déterminant dans le choix de la variation à élaborer (relief, climat, structure d'agglomération,...). C'est pourquoi une opération de recherche et de collecte de données dans divers exécutifs et administrations est nécessaire pour assurer la bonne exécution des travaux et le bon fonctionnement du système d'évacuation, avant les autres phases du travail à élaborer.

I.1. Présentation de la commune de BECHAR :

La commune de Béchar, occupant une surface de 5 050 km² soit 3,13 % du territoire de la Wilaya.

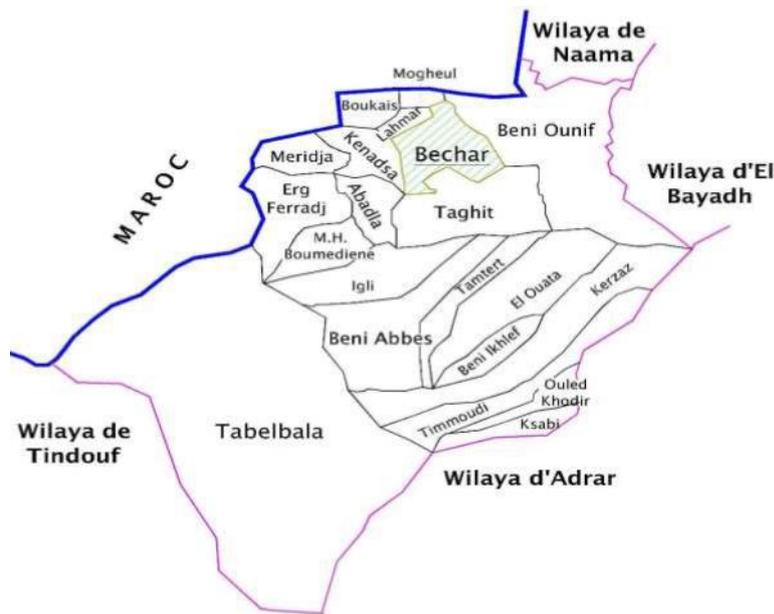
La wilaya de Béchar se situe au sud-ouest du territoire national. Elle est limitée par :

- Au Nord la wilaya de NAÂMA ;
- Au Sud la Wilaya de TINDOUF ;
- A l'Est la Wilaya d'EL BAYADH ;
- A l'Ouest Le MAROC.

Elle est entourée d'une chaîne de montagne à savoir :

- Djebel Antar 1 960 m.
- Djebel Grouz 1 835 m.
- Djebel Béchar 1 500 m.

La commune de Béchar, occupant une surface de 5 050 km² soit 3,13 % du territoire de la Wilaya.



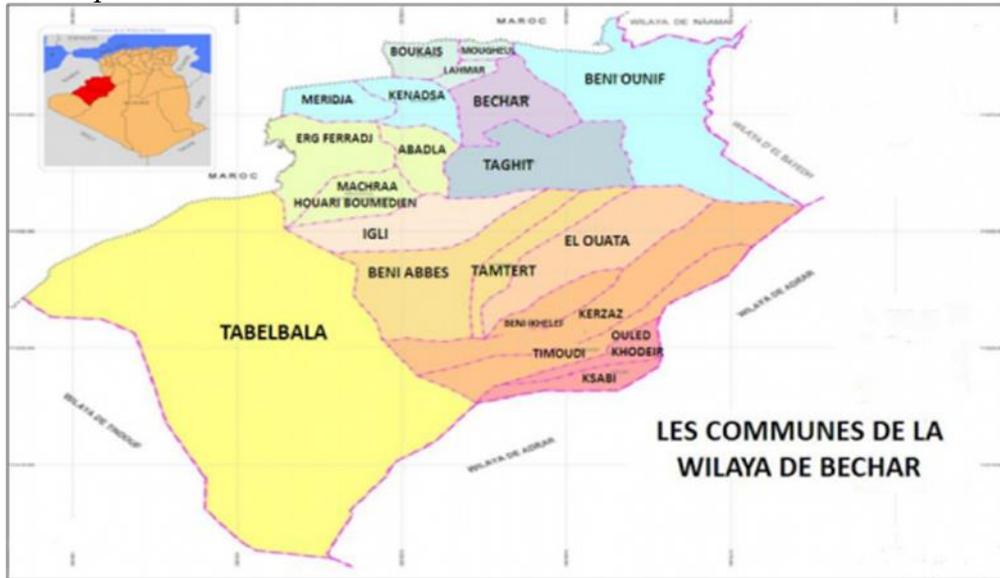
Source DRE

Figure I- 1: Situation de la wilaya de Béchar

La commune de Béchar est localisée à 1 150 KM d'Alger, à 852 KM au nord-Est de Tindouf et à 80 KM à l'est de la frontière marocaine.

Elle est délimitée par :

- Au Nord par la commune de MGHOEUL.
- Au Sud par la commune de TAGHIT.
- A l'Est par la commune de BENI OUNIF.
- A l'Ouest par la commune de KENADSA.



Source : DUC BECHAR

Figure I- 2: Situation de la commune de Béchar

I.2. Situation géographique du périmètre d'étude:

Le périmètre objet d'étude est celui du POS route de LAHMAR << 2^{ème} tranche >>, situé au nord de l'agglomération de Béchar vers le CW N°03, il englobe une surface de 70 ha partiellement urbanisé, ce POS N°03 fait partie du secteur d'urbanisation à court terme, cette zone d'étude est délimité comme suit :

- ❖ **Au Nord** : terrain d'investissement ;
- ❖ **Au Sud** : Logement Promotionnel Aidé (LPA) ;
- ❖ **Au l'Est** : gare ferroviaire de marchandise ;
- ❖ **Au l'Ouest** : chemin de wilaya N°03.



Figure I- 3 : Vue aérienne de la zone d'étude

Source : Google earth

I.3. La situation topographique :

En générale, la topographie de la zone d'étude présente des altitudes variant 114.51 à 103.78 m.

I.3.1. Situation hydrogéologique :

❖ Cadre hydrographique :

Le réseau hydrographique est nettement inscrit dans la topographie et se caractérise d'un écoulement temporaire Les cours d'eau qui traversent le territoire de la Wilaya de Béchar sont l'Oued Guir et l'Oued Zousfana, qui confluent à Igli pour donner la Saoura. Un troisième cours d'eau, moins important, est celui de l'Oued Béchar. En plus d'Oued Namous qui se situe à l'Est de la Wilaya et Oued Daoura à l'Ouest.

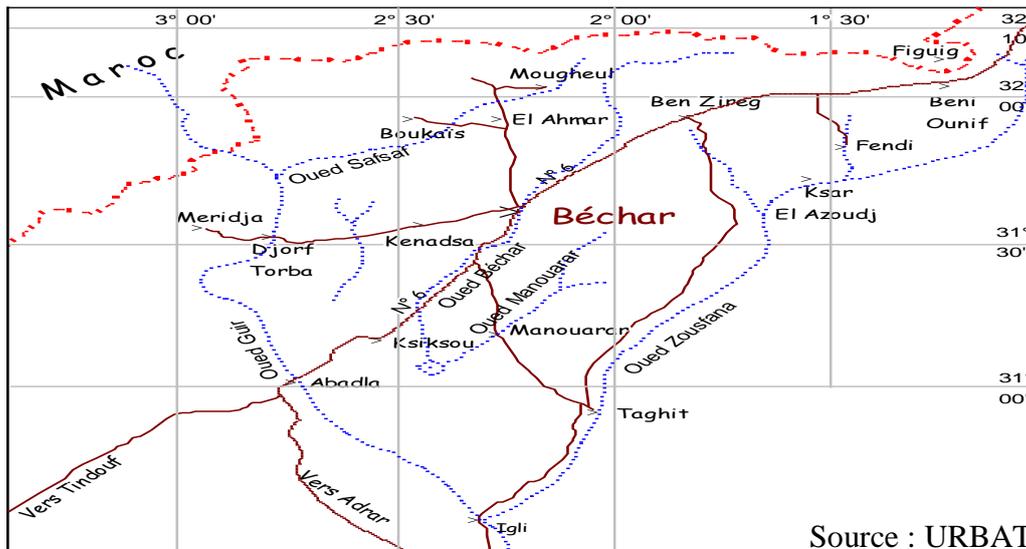


Figure I- 4 Réseau hydrographique régional

I.3.2. Hydrologie :

❖ Bassin de l'oued zousfana :

L'oued zousefana , dont le bassin versant de 16.600 km² , prend naissance aux monts de Ksours , présde Béni Ounif . Il coule au sud dans une région désertique qui en fait un oued aux crues irrégulières, pouvant être énormes mais toujours brèves sur ses 360 km des reliefs à Igli , Ouil conflue avec le Guir pour former Oued Soura . Le principal affluent est représenté par l'Oued Zoubia, qui se jette dans Oued Zousfana près de Béni Ounif. La variation annuelle des mois de crue présente deux maximal l'un au printemps, en Avril et l'autre en automne-hiver. Ce dernier se présente avec deux pointes séparées en Octobre et décembre. Seules les crues des mois d'hiver peuvent rejoindre de longues distances car, durant les mois d'été l'évaporation ne le permet pas.

❖ Bassin de l'oued Béchar

Le bassin hydrographique d'Oued Béchar est compris entre le bassin du Guir et Celui de la Zousfana, avec une superficie de 5.800 km² .Il est délimité au Nord par les djebels Horriet et Antar, à l'Est par la chaine du djebel Béchar et, à l'Ouest par le plateau de kenadsa la Chebket Mennouna. Sa longueur et d'environ 200 km, avec une profondeur variant de 5 à 10m. Les affluents de l'oued Béchar sont : Oued Rocknet el Betoum, Oued El Ksab, Oued Belgroun, Oued Belgroun, Oued El Kerma, et Oued El Kerma. A chaque crue, les lits des affluents sont creusés et élargis d'avantage.

I.4. Situation Climatique :

I.4.1. Climat :

La faiblesse de la pluviosité est le caractère fondamental du climat saharien. Béchar est peu arrosé. Les précipitations sont peu abondantes et irrégulières, souvent brèves (averses), avec de fortes intensités occasionnant des violentes crues, comme on l'observe se jour-ci.

La région de Béchar se caractérise par une forte aridité ; par des vents violents qui dits <Sirocco>. L'été chaud et L'hiver rigoureux, avec une large variation de température diurne et saisonnière (-6° à 42°C). La partie Nord bénéficie d'un climat moins torride, que le reste de la région. L'hiver est rigoureux ; les températures descendent au-dessous de 0°C. En général, Les périodes humides correspondent à des saisons froides, tandis que la sécheresse règne pendant la saison chaude.

I.4.2. Précipitation :

Les précipitations au niveau du territoire de la commune de Béchar décroît du nord représenté par la zone de relief où les valeurs sont supérieures à 100 mm, en passant par la ville de Béchar avec des valeurs sont moins de 50mm, à l'exception la période de crue qu'a connue la ville de Béchar en Octobre 2008 et en septembre 2024 ; pendant laquelle les précipitations ont dépassé 100mm.

Tableau I- 1 : les précipitations annuelles de la wilaya de Béchar (2000-2008)

Année	2000-01	2001-02	2002-03	2003-04	2004-05	2005-06	2006-07	2007-08
P (mm)	15.3	16.5	21.3	81.00	85.2	132.8	133.3	136.5

Source : ONM

I.4.3. L'évaporation :

Les moyennes mensuelles des évaporions (en mm) de la station de Béchar des périodes : (1925-1930) et (1989 - 1998).

Tableau I- 2: Les moyennes mensuelles de l'évaporation

Année D'observation	Janv	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Jeu	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
1925-1930	4.6	6.2	8.6	12.2	11.5	15.1	16.7	15.2	12.2	7.9	4.6	3.8
1989-1998	4.6	6.7	8.8	10.9	13	15.8	18.4	17.8	13.1	8.7	5.17	4.8

Source : ONM

L'évaporation est très élevée en saison chaude avec un maximum de 60% à 75% généralement en juillet ou août. Elle nuit considérablement l'écoulement superficiel et même souterrain.

L'évaporation y atteint des valeurs considérables. Dans le cas théorique d'une nappe d'eau découverte, alimentée en permanence, la hauteur moyenne d'eau évaporée annuellement serait de 1,50 à 3 m³

I.4.4. La température :

Le climat de la région est très sec, les moyennes des températures annuelles sont de l'ordre de 21°C. La plus grande valeur mensuelle est enregistrée au mois de juillet (33°C) et la valeur minimale et celle du mois au mois de Décembre (9.36°C).

Tableau I- 3: Les températures mensuelles de la wilaya de Béchar

Mois \ Année	1968-1973	1975-1984	1985-1999	1999-2007
Janvier	10.23	9.80	10.10	10.23
Février	12.25	12.90	13.00	12.70
Mars	15.33	16.30	16.00	18.73
Avril	18.95	19.90	19.70	19.19
Mai	23.78	23.60	23.50	23.26
Juin	28.61	30.10	29.80	29.33
Juillet	32.60	31.70	33.20	30.14
Aout	32.03	32.92	32.60	29.24
Septembre	27.48	28.00	27.90	27.02
Octobre	20.96	21.30	21.40	22.11
Novembre	15.18	14.70	14.90	15.78
Décembre	9.36	10.00	11.10	11.23
Moyen Annuelle	20.58	21.20	21.10	20.75

Source : ONM

1.4.5. Humidité :

Le degré hydrométrique de l'air (Humidité relative) oscille de 20% à 30% en été et 50% ou 60% en janvier. L'humidité relative est généralement minimale vers 15 heures et maximale vers 6 heures, au lever du soleil.

1.4.6. Le Vent :

La répartition fréquentielle des vents selon huit directions est illustrée comme suite :

Tableau I- 4: fréquences des vents

Direction	Nord	N-E	Est	Sud	S-E	S-O	Ouest	N-O
fréquence	10.15	9.44	9.93	5.56	8.92	10.61	7.95	4.56

Source : ONM

Les vents sont fréquents, en particulier aux mois de Mars et Avril sous forme de tempêtes de sable. En hiver, le vent souffle d'une part du Nord et du Nord Est, d'autre part du Nord-Ouest et du Sud-ouest, Celui du Nord Est étant dominant. En été, Les vents les plus fréquents sont ceux du Sud (Sirocco).

1.5. Situation hydraulique :

1.5.1. Les Ressources hydrique au niveau de la wilaya de Béchar :

Les ressources hydrique au niveau de la ville sont représentées par :

❖ Les eaux de surfaces :

- Barrage Djorf Torba : d'une capacité théorique de 360 millions de mètre cube, il est alimenté par Oued Guir. , situé à 70 km à l'ouest de Béchar, réalisé en 1969 dans le cadre du programme de la mise en valeur de la plaine d'Abadla.
- Digue d'Ouakda : Sa capacité est de 400.000m³, situé au Nord Est de la ville de Béchar, elle a été construite en 1993 sur le cours de l'Oued de Béchar, et rénové en 1995. Destiné principalement à l'irrigation des périmètres agricoles de la plaine d'Ouakda.

❖ Les eaux souterraines :

- Nappe turonienne d'Ouakda.
- Nappe quaternaire d'Ouakda.
- Nappe jurassique de Moughel.

On note que le barrage de Djorf Torba assure un rôle prépondérant dans l'alimentation en eau potable de la ville de Béchar.

I.5.2. L'Alimentation en eau potable :

Le réseau actuel de distribution d'eau potable de la ville de Béchar à récemment fait l'objet d'une importante modernisation. Le réseau est constitué d'un grand nombre de canalisations d'une longueur de 6061.138 km. D'après la direction des ressources en eau La dotation correspondante est de 150l/j/hab, et Le réseau est constitué des conduites de type PEHD.

I.5.4. Adduction :

La ville de Béchar est alimentée principalement à partir de barrage de Djorf Torba (80%) ; et 20% provienne de la source Boussir .

I.5.3. Le réseau d'assainissement :

La ville de Béchar a connu une grande mutation dans son développement brusque, extension de nouveau quartier dans le sens linéaire, changement de mode de vie, création de nombreuses activités au niveau des quartiers, La ville de Béchar à un système pseudo séparatif caractérisée par des conduites en PVC et Béton armé avec des diamètres entre 315 à 1500.

Conclusion :

Au cours de ce chapitre, nous avons exposé les informations fondamentales requises de la zone d'étude, qui définissent l'identité du POS route de Lahmer « 2 ème tranche » de la commune de Béchar, afin de développer le projet d'évacuation des eaux usées et pluviales de notre urbain. Grâce à ces données collectées, il est possible de déterminer les débits nécessaires pour évaluer le dimensionnement du réseau et des infrastructures d'évacuation, afin d'assurer un fonctionnement adéquat, fiable et surtout durable, garantissant ainsi la protection sanitaire de notre agglomération et préservant ces milieux récepteurs.

CHAPITRE II

ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction :

L'hydrologie est une discipline complexe qui s'appuie sur des méthodes mathématiques statistiques pour tenter d'évaluer l'intensité des précipitations et leur période de retour. À partir de relevés pluviométrique effectués à certain endroit et pendant un certain temps, afin d'obtenir une idée des débits à évacuer se fait la détermination des événements (crues ou averses) à fréquence décennal, centennales, milléniales, déca-milléniales.

Etant donné que le réseau d'assainissement doit pouvoir évacuer aussi bien les eaux domestiques et pluviales. Les eaux usées sont directement conséquentes de la qualité consommée, les eaux pluviales ne sont pas connues qu'après avoir fait une étude hydrologique appropriée qui permettra d'estimer les débits de ruissellement dans ce contexte.

L'analyse hydrologique revêt une importance capitale dans un projet d'assainissement. L'objectif de cette étude est d'établir le débit précis des eaux pluviales pour une période de retour précise.

II.1. Averses :

Une averse est un mode de précipitations se caractérisant par un début et une fin brusques ainsi que des variations rapides d'intensité. Souvent forte et de courte durée, elle provient de nuages convectif (l'ensemble des mouvements internes de l'atmosphère terrestre), L'origine du mot est lié au terme verse qui désigne les cultures couchées au sol à la suite d'une pluie violente. Il existe une averse brusque, forte, violente.

II.2. Choix de la période de retour :

En hydrologie, on utilise ce terme pour désigner l'intervalle de temps moyen séparant deux occurrences d'un événement caractérisé par le dépassement d'une valeur particulière pour une variable aléatoire unique ; on parle également de période de récurrence. La période de retour est l'inverse de la fréquence de dépassement d'une valeur particulière de la variable étudiée. Elle est donc égale au nombre moyen d'événements, identifiés par une caractéristique particulière, dépassant une valeur particulière de la variable choisie et susceptibles de se produire pendant une période donnée. En assainissement urbain, les projets sont en général déterminés pour la période décennale T = 10 ans en précisant la nature des débordements prévisibles pour la période centennale T = 100 ans.

II.3. Courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF):

Les courbes IDF représentent l'évolution de l'intensité de la pluie « i » en fonction de la durée « d » de la pluie (généralement de quelques minutes à quelque heures) et de la fréquence de la pluie exprimée en période de retour T. Plus la durée analysée augmente plus l'intensité diminue, les averses les plus brèves sont souvent les plus violentes, au contraire les longues pluies sont généralement assez tranquilles (de faible intensité).

D'apparition (le F d'IDF), Ainsi donc, par l'observation soigneuse des précipitations et l'analyse statistiques des résultats il est possible d'établir une loi de comportement qui lie l'intensité, la durée et la fréquence.

II.4. Détermination de l'intensité moyenne de précipitation :

Dans le domaine de l'hydrologie urbaine, et Lors de l'analyse d'une averse, il est essentiel de déterminer les intensités moyennes maximales en fonction de la quantité de précipitations tombée au cours d'une période donnée t de l'avers soit :

$$i(t ; T) = \frac{\Delta h}{\Delta t} \dots \dots \dots (III.1)$$

Avec :

Im : intensité moyenne en mm/h.

Δh : hauteur de pluie tombée pendant la durée t.

L'intensité des précipitations varie à chaque instant au cours d'une même averse suivant les caractéristiques météorologiques de celle-ci. Plutôt que de considérer l'averse entière et son intensité moyenne, on peut s'intéresser aux intensités observées sur des intervalles de temps au cours desquels on aura enregistré la plus grande hauteur de pluie. On parle alors d'intensité maximale.

Afin de déterminer l'intensité, il est essentiel de suivre plusieurs étapes :

1. Analyser les données de précipitations et choisir la loi à laquelle nos résultats doivent être adaptés.
2. Déterminer les caractéristiques de la loi sélectionnée et évaluer sa conformité.
3. Calculer la moyenne d'intensité des précipitations.

II.5. Évaluation de l'intensité moyenne des précipitations :

II.5.1. La série des données pluviométriques :

Les relevés pluviométriques sont utilisés pour l'analyse des précipitations dans un ensemble de stations réparties sur une surface topographique spécifique. L'hypothèse de cette méthode est que les précipitations enregistrées à une station sont celles qui se produisent autour de cette station. On désigne couramment cette zone d'influence sous le nom de "zone d'influence du pluviomètre".

On prend comme référence la station de la ville de Béchar, dont l'identification est indiquée dans le tableau ci-dessous (Tableau II.1):

Tableau II- 1: Identification de la station pluviométrique de Béchar :

Station	Code	Latitude	Longitude	Altitude en Mètre		Nombre d'observations	Période d'observations
				Ha	Hp		
Béchar	081401	31°39'N	02°15'W	809	816	30	1990-2020

Source : ONM

La station fournit une série pluviométrique comportant les pluies maximales mensuelles et annuelles. Cette série s'étend sur une période d'observation de 30 ans allant de 1990/1991 à 2018/2019. Les données de la série sont présentées dans le tableau suivant (Tableau II.2):

Tableau II- 2: La série Pluviométrique (station Béchar) 1990-2020 :

Année	Pmax, j (mm)	Année	Pmax, j
1990	22.3	2005	36.8
1991	19	2006	27.4
1992	20.5	2007	22.2
1993	22.6	2008	112
1994	19	2009	15.7
1995	20	2010	34.8
1996	23.5	2011	72
1997	28.5	2012	16.9
1998	73.4	2013	26.8
1999	29.4	2014	16
2000	23.7	2015	15.2
2001	58.9	2016	15.2
2002	20.4	2017	50.3
2003	33.5	2018	29
2004	104.8	2019	22

Source : A.N.R.H

II.5.2. Etude de précipitation maximale journalière

L'étude des précipitations maximales quotidiennes, y compris les ajustements statistiques, implique l'analyse et l'interprétation des données pluviométriques à l'aide de méthodes statistiques sophistiquées. L'objectif central est d'obtenir des déterminations précises de l'intensité des précipitations extrêmes. Les principales étapes de la recherche sont les suivantes :

- ✓ Classer la série des précipitation $P_{max,j}$ par ordre croissant.
- ✓ Calculer la fréquence expérimentale $F(x)$ (au non dépassement).
- ✓ Calculer les caractéristiques empiriques de la série.
- ✓ Ajuster la série graphiquement.
- ✓ Déterminer les quantiles et leurs intervalles de confiance.
- ✓ Calculer les averses et les intensités de courte durée.

Les caractéristiques empiriques de la série :

- **La moyenne interannuelle des précipitations maximales journalières P_{jmax}**

$$\overline{P_{jmax}} = \frac{\sum_{i=1}^{n=30} P_{jmax}}{n} = 16.5 \text{ mm}$$

Avec :

n : nombre d'années d'observations.

- **L'écart type**

Pour $n \geq 30$ ans.

$$\delta x = \left(\frac{1}{n} \sqrt{\sum_{i=1}^{i=n} (P_{jmax} - \overline{P_{jmax}})^2} \right) = 8.59 \text{ mm}$$

- **Coefficient de variation**

$$Cv = \frac{\delta x}{\overline{P_{jmax}}} = 0.53$$

- **La Médiane**

- **L'exposant climatique**

Selon l'A.N.R.H de Béchar l'exposant climatique est égale à $b = 0.25$

Les caractéristiques de la série sont représentées dans le tableau **III.3** :

Tableau II- 3: Caractéristiques empirique de la série.

Moyenne interannuelle	16.5
L'écart type	8.59
Coefficient de variation	0.52
Médiane	14.6

Source: Hyfran plus

II.5.3. Ajustement de la série :

La Probabilité est une application de l'espace des épreuves. Le travail de l'hydrologue consiste à faire coïncider cette application avec le risque d'occurrence d'un événement bien défini. Les méthodes statistiques ou à échantillonnage n'étudient qu'une grandeur d'un processus (ex : pluie annuelle) en excluant la notion de temps.

- ✓ Loi de Laplace-Gauss ou loi Normale et loi de Galton ou loi log-Normal.

Il existe plusieurs lois d'ajustement qui peuvent rendre compte de la série dont nous parlons, mais dans notre étude nous utiliserons le logiciel HYFRAN pour ajuster notre série à travers trois lois différentes et conserver la plus adaptée, la loi d'ajustement est :

- ✓ La loi de Galton ou loi log-Normal ;
- ✓ La loi de Gumbel ;
- ✓ La loi de GEV.

Ces lois comportent 2 ou 3 paramètres estimés par différentes méthodes :

- ✓ Méthode des moments ;
- ✓ Méthode du maximum de vraisemblance ;
- ✓ Méthode d'entropie.

❖ **Ajustement à la loi de Galton (log-normal) :**

- La fonction de répartition de la loi Log-normale :

$$f(x) = \sqrt{2\pi} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du$$

Tel que u est la variable centrée réduite de Gausse :

$$u = \frac{\ln(x) - \overline{\ln(x)}}{\sigma_{\ln(x)}}$$

Avec :

x : variable étudiée (Pjmax).

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

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

- L'expression de quantile est alors

$$\ln(x) = u\sigma_{\ln(x)} + \overline{\ln(x)}$$

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

$$\ln(x) = 2.68355 \quad \sigma_{\ln(x)} = 0.489509$$

- Résultats de l'ajustement à la loi de Galton :

Tableau II- 4 : Résultat de l'ajustement à la loi de Galton

T (ans)	Q	Xt (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
100.0	0.9900	45.7	7.83	30.4 - 61.1
50.0	0.9800	40.0	6.27	27.7 - 52.3
20.0	0.9500	32.7	4.46	24.0 - 41.5
10.0	0.9000	27.4	3.28	21.0 - 33.8
5.0	0.8000	22.1	2.27	17.6 - 26.5

Source: Hyfran plus

Avec :

T : période de retour.

q : probabilité au non dépassement.

Xt : valeur théorique.

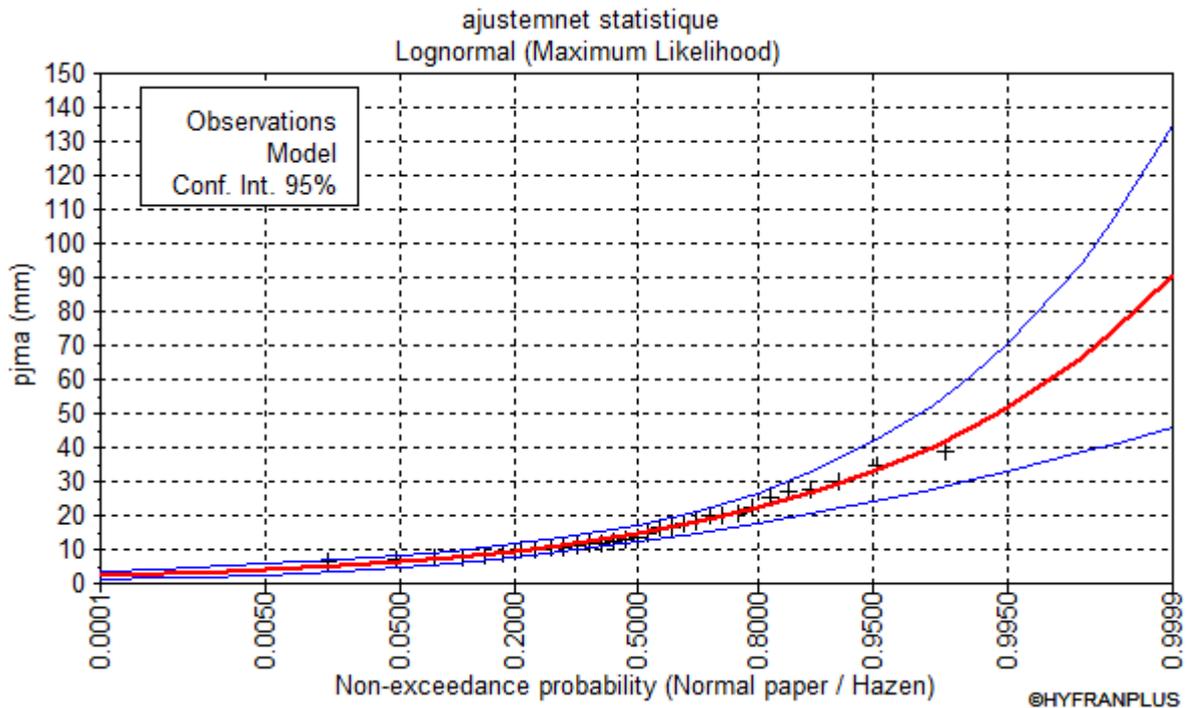


Figure II- 1: Ajustement graphique à la loi log-normal.

❖ **Ajustement à la loi de GEV :**

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

$$f(x) = e^{-e^{-y}}$$

Sachant que « y » est la variable réduite :

$$y = -\frac{1}{K} \ln \left[1 - \frac{k}{\alpha} (x - u) \right]$$

Avec :

x : variable étudiée Pmaxj.

u : paramètre de position

α : paramètre de dispersion (α > 0).

k : paramètre de forme appelé indice des valeurs extrêmes.

- L'expression de quantile est alors :

$$x = u + \frac{\alpha}{k} (1 - e^{-ky})$$

- Les paramètres de la loi de GEV par la méthode du maximum de vraisemblance corrigé :
u = 11.8467 ; K = -0.31408 ; α = 5.01681
- Résultats d'ajustement à la loi GEV :

Tableau II- 5: Résultats d'ajustement à la loi GEV.

T (ans)	Q	Xt (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
20.0	0.9500	36.5	8.13	20.5 - 52.4
10.0	0.9000	28.3	4.68	19.1 - 37.4
5.0	0.8000	21.5	2.63	16.3 - 26.6
3.0	0.6667	17.1	1.74	13.7 - 20.5
2.0	0.5000	13.8	1.25	11.3 - 16.3

Avec :

T : période de retour

q : probabilité au non dépassement.

X_t : valeur théorique.

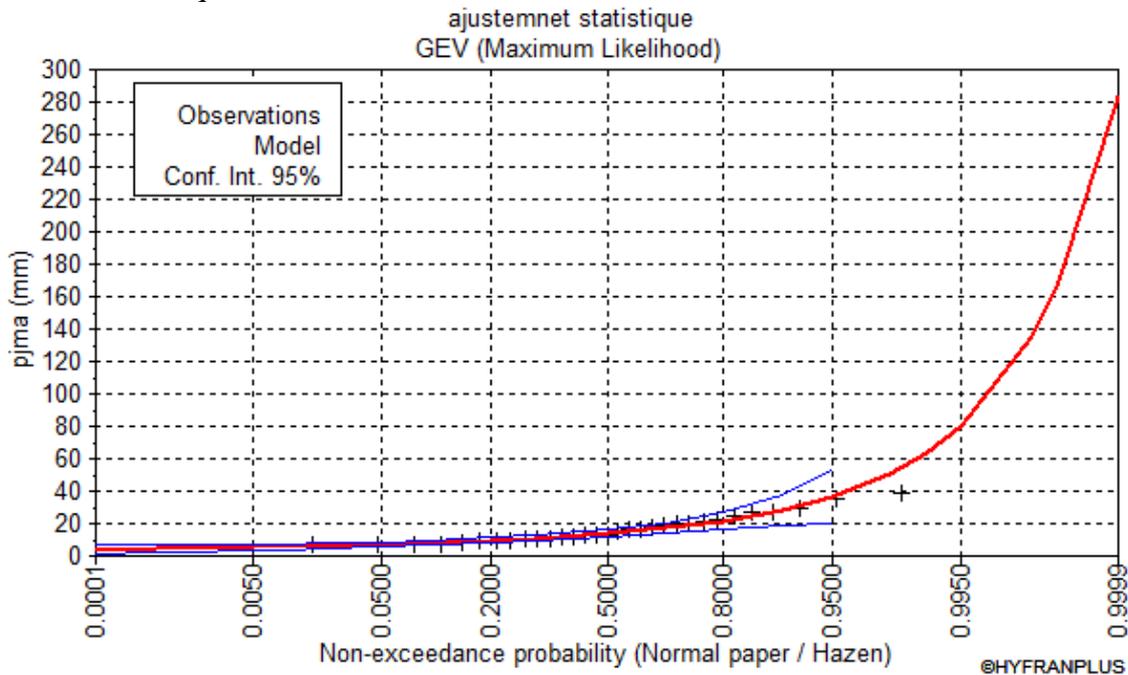


Figure II- 2: Ajustement graphique à la loi GEV.

❖ **Ajustement à la loi de Gumbel :**

- La fonction de répartition de la loi de Gumbel est :

$$f(x) = e^{-e^{-y}}$$

Tel que "y" est la variante réduite de la loi de Gumbel.

$$y = \frac{x - x_0}{\alpha} = -\ln(-\ln(f(x)))$$

Avec :

x : variable étudiée (P_{maxj})

x₀ : paramètre de position (ordonnée à l'origine)

α : Paramètre à l'échelle (α > 0) appelée aussi Gradex.

- L'expression de quantile est alors :

$$x = \alpha y + x_0$$

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

$$\alpha = 6.08901 \quad ; \quad x_0 = 12.6883$$

Résultats d'ajustement à la loi de Gumbel :

Tableau II- 6: Résultats d'ajustement à la loi de Gumbel.

T (ans)	Q	X _t (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
100.0	0.9900	40.7	4.50	31.9 - 49.5
50.0	0.9800	36.4	3.91	28.8 - 44.1
20.0	0.9500	30.8	3.14	24.6 - 36.9
10.0	0.9000	26.4	2.56	21.4 - 31.4
5.0	0.8000	21.8	1.98	17.9 - 25.7

Source: Hyfran plus

Avec :

T : période de retour.

q : probabilité au non dépassement.

X_t : valeur théorique.

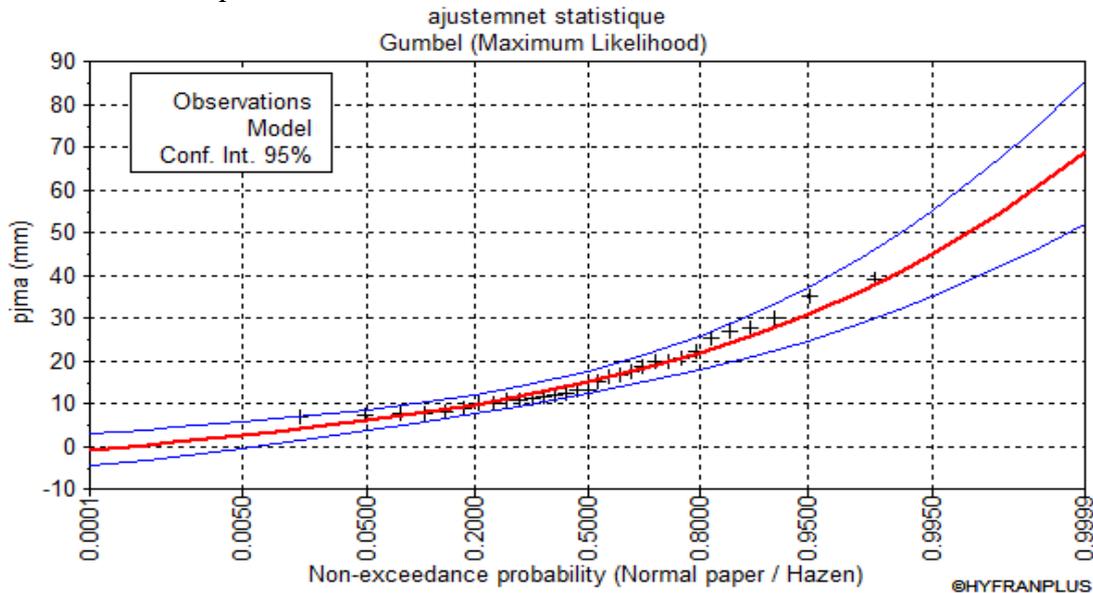


Figure II- 3: Résultats de l’ajustement de la loi de Gumbel.

II.5.4. Choix de la loi d’ajustement :

L’ajustement de la loi de probabilité ou simplement l’ajustement de la loi est l’ajustement d’une loi de probabilité à une série de données concernant la mesure répétée d’un phénomène aléatoire. L’ajustement de la loi a pour but de prédire la probabilité ou de prévoir la fréquence d’occurrence de l’ampleur du phénomène dans un certain intervalle.

II.5.5. Test Graphique :

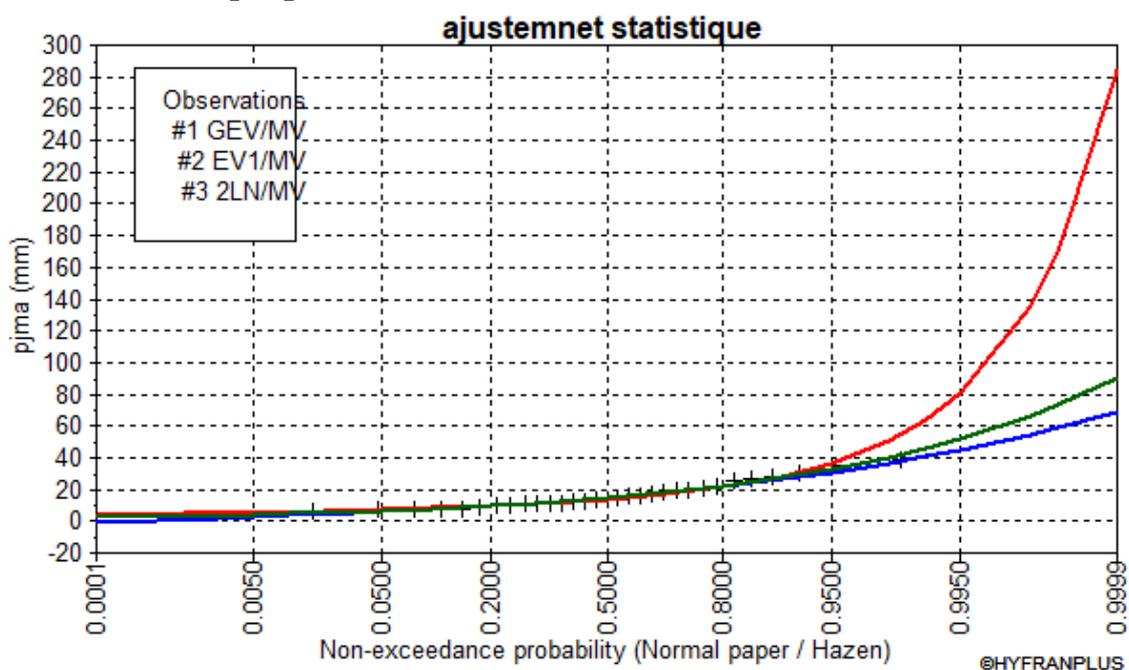


Figure II- 4: Comparaison entre les différentes lois d’ajustement.

❖ **Interprétation des résultats graphique :**

Ce test se repose sur une observation visuelle des graphes d'ajustement, et vérifier s'il s'agit d'un bon alignement sans existence de mauvaises courbures.

- ✓ La loi GEV donne un mauvais ajustement par rapport aux deux autres lois, vu que l'allure des intervalles de confiances compte des valeurs non définies donc la loi est inadéquate.
- ✓ L'ajustement graphique à la loi de Gumel et à celle de Galton est meilleur ; les points sont très proches de la droite théorique avec une bonne convergence.

II.5.6. Test d'adéquation Ou Test de Pearson (Khi-deux « χ^2 ») :

Lorsqu'on a procédé à un ajustement d'une loi de probabilité théorique, le problème qui se pose est de savoir si cette loi s'adapte adéquate. L'examen graphique ne peut suffire, il faut pouvoir tester par le calcul, la qualité de l'ajustement réalisé. Ce test consiste à prendre une règle de décision concernant l'ajustement en comparant entre les valeurs calculées et les valeurs théorique de χ^2 comme critère de comparaison, la variable **2** est utilisée pour un risque $\alpha = 5\%$ et un nombre de degré de liberté $\gamma = K-1-m$,

Avec :

K : nombre de classes.

m : nombre de paramètres de la loi.

D'après le logiciel « Hyfran », les résultats du test sont donnés comme suit :

Tableau II- 7: Test d'adéquation des trois lois d'ajustement

Loi statistique	Degré de liberté	χ^2 calculé	χ^2 théorique	Condition
Loi de Galton	4	4.00	9.94	χ^2 calculé < χ^2 théorique ➔ Vérifiée
Loi de GEV	3	1.74	7.81	χ^2 calculé < χ^2 théorique ➔ Vérifiée
Loi de Gumbel	4	4.00	9.94	χ^2 calculé < χ^2 théorique ➔ Vérifiée

Source : Hyfran pLus

❖ **Interprétation des résultats du test :**

D'après le test khi-carré, l'adéquation des trois lois « Loi de Galton ; Loi de GEV ; Loi de Gumbel » est bonne. Autrement dit l'ajustement est bon pour une probabilité égale à 95%. Alors on peut dire que la série s'ajuste pour les trois lois.

II.5.7. Sélection de la loi :

Suite à l'application des trois lois GUMBEL, GALTON et GEV, il est observé que la droite d'ajustement s'ajuste de manière optimale par rapport aux nuages des points expérimentaux dans le cas de la loi de GEV.

II.6. Calcul de la valeur de l'intensité à une période de retour donnée :

L'estimation des débits pluviaux dans le cadre des projets d'assainissement se fait généralement en fonction de l'intensité moyenne maximale liée à une courte durée de $t = 15$ minutes et une période de retour $T = 10$ ans, principalement pour des raisons technico-économiques et de sécurité.

- Les précipitations journalières maximales sont utilisées pour évaluer les averses, en utilisant la relation suivante :

$$P_{t,p\%} = P_{Max,j} \left(\frac{t}{24} \right)^b$$

Avec :

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

$P_{Max,j}$: pluie maximale journalière (mm) correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%).

t : durée de l'averse (h)

b : exposant climatique ; $b=0.25$ pour notre zone d'étude.

- Intensités moyenne des précipitations de courte durée :

La formule de Montanari est utilisée pour calculer l'intensité moyenne " $i_{t,p\%}$ " des précipitations " $P_{t,p\%}$ " de courte durée " $t(h)$ " à une fréquence de dépassement donnée " $p\%$ ".

$$i_{t,p\%} = \frac{P_{t,p\%}}{t} \text{ (mm/h)}$$

D'après la loi de Galton nous avons le tableau suivant :

Tableau II- 8: paramètre de la loi de Galton.

Période de retour T(ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique Xt (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
10.0	0.9000	27.4	3.28	21.0 - 33.8

Source: Hyfran plus

$$P_{15,10\%} = P_{Max,j} \left(\frac{t}{24} \right)^b = 27.4 \left(\frac{0.25}{24} \right)^{0.25} = 8.75 \text{ mm}$$

$$i_{15min,10\%} = \frac{P_{15min,10\%}}{t} = \frac{8.75}{0.25} = 35.01 \text{ (mm/h)}$$

$$i_{15min,10\%} = \frac{35.01 \times 10000}{3600} = 97.22 \text{ (l/s/ha)}$$

Conclusion :

L'étude hydrologique nous a permis de déterminer l'intensité moyenne des précipitations.

On observe que les résultats obtenus par les trois lois d'ajustement (loi de GUMBEL et loi de GALTON et loi de GEV) soit analytiquement ou graphiquement sont très rapprochés. Cette détermination a été réalisée en se basant sur les résultats de l'ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton.

Pour le dimensionnement de notre réseau d'assainissement on va prendre la valeur obtenue par la loi de GALTON et on déterminera la valeur de l'intensité pluviale qui est le débit spécifique. Tel que :

$$i_{15min,10\%} = \frac{35.01 \times 10000}{3600} = 97.22 \text{ (l/s/ha)}$$

Chapitre 3

Calcul de base

Introduction :

Dans l'étude d'un projet d'Assainissement, il est nécessaire de définir tous les paramètres et la méthodologie à suivre pour effectuer cette étude.

Il est indispensable de prendre en considération la surface d'influence et sa pente, ainsi que les systèmes d'évacuation, leurs schémas et les coefficients caractérisant cette surface, pour avoir une meilleure estimation des débits à évacuer dans les conditions d'écoulement favorable.

Dans ce chapitre on va s'intéresser au calcul de base du réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales afin d'avoir une idée sur le système de réseau, le recensement de la population, prenant en compte les prévisions d'extension à l'avenir, le schéma du réseau, nombre de sous bassins adoptés et le coefficient de ruissellement correspondant, dans notre cas il existe des sous dans les quelles pas d'habitation il y'a que les équipements. Nous avons 4650 habitants répartis sur les sous bassin suivants (2 3 5 6 7).

Le tracé et le schéma d'évacuation dépendent étroitement du relief et de la structure de l'agglomération. Par conséquent, les enquêtes menées dans les chapitres précédents fournissent un outil fondamental pour évaluer les effluents, déterminer les capacités de transfert du réseau et établir les conditions de fonctionnement optimales.

III.1. Situation démographique :

L'ingénieur hydraulicien doit prévoir, dès le stade de la conception, quelle sera la population à desservir durant la durée de vie, pour répondre aux besoins de cette population.

Concernant notre zone d'étude, et vu qu'il n'y aura pas d'extensions car ce sont des logements sociaux l'APC a fixé un taux d'occupation de cinq personne par logement pour un horizon d'étude de 30 ans.

Et sachant que notre site compte 930 logements, donc le nombre d'habitants sera représenté dans le tableau ci-dessous :

Tableau III- 1 Projection de la population

Nombre de logement	Taux	Nombre d'habitant
930	5	4650

Source APC

III.2. Découpage de l'aire d'étude en surfaces élémentaires :

Pour procéder au choix du découpage d'un site en sous-bassins élémentaires, on prend en considération ce qui suit :

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

Remarque : Concernant ce projet, on va découper le site en Huit surfaces élémentaire.

III.3. Système d'évacuation des eaux :

III.3.1. Les différents systèmes d'assainissement :

L'établissement d'un réseau d'assainissement d'une agglomération doit répondre à deux catégories de préoccupation, à savoir :

- Il est essentiel de garantir une évacuation adéquate des eaux pluviales afin d'éviter la submersion des zones urbanisées et d'éviter toute stagnation après les averses ;
- De plus. il est important de garantir l'évacuation des eaux usées domestiques. des eaux de vanes et des excédents industriels.

Trois systèmes d'évacuation sont susceptibles d'être mis en service sont :

- Système unitaire ;

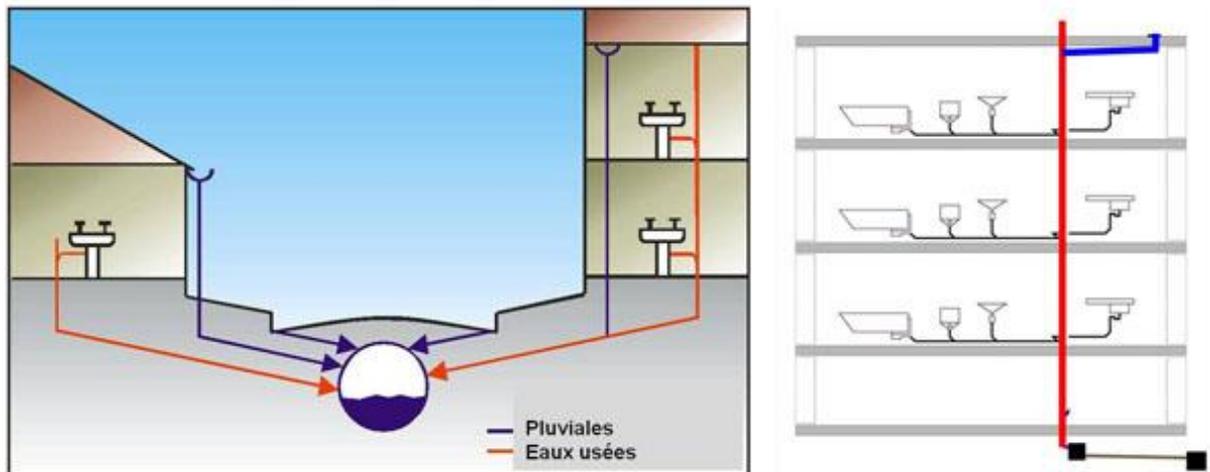
- Système séparatif ;
- Système pseudo séparatif.

III.3.1.1 Système Unitaire :

Un seul réseau est utilisé pour évacuer toutes les eaux usées et pluviales, généralement équipé de déversoirs qui permettent, en cas d'orage, de renvoyer directement une partie des eaux dans le milieu naturel.

Tableau III- 2 Avantages et inconvénients de système unitaire

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> • Sa construction est plus économique du fait qu'il faut bâtir un seul réseau. Ses dimensions sont équivalentes à celles du réseau d'eaux pluviales. car le débit des eaux usées a peu d'incidence sur le débit total. • L'entretien rigoureux du réseau est plus économique. Les eaux pluviales ont un effet d'auto-nettoyage important. • "L'effet couronne" (corrosion pour l'action du sulfure d'hydrogène) est inférieur en raison de dimensions plus grandes des conduits qui favorisent la ventilation et l'auto-nettoyage déjà nommé. 	<ul style="list-style-type: none"> • Les stations d'épuration ne peuvent pas supporter les débits des eaux de pluie. C'est pourquoi il faut prévoir des systèmes de séparation des eaux de pluie avant de son arrivée à la station de traitement au moyen de déversoirs. Ces derniers fonctionnent à partir d'un déterminé coefficient de dilution. Par conséquent. le débit d'eau qui arrive à la station d'épuration. est supérieur en cas de pluie. ce qui altère le déroulement de l'épuration. • Le rejet de déversoirs est polluant. surtout celui de premières minutes. Ses effets peuvent être réduits si nous construisons de bassins d'orage anti-DSU (dilution de solides urbains). Cependant. c'est quelque chose d'inévitable une certaine pollution aura lieu dans le moyen récepteur et dans l'environnement. • Les stations d'épuration doivent prévenir un surdimensionnement dans le traitement préalable afin de pouvoir traiter l'excès de débit quand il y a de la pluie ou disposer d'un dépôt de régulations. Dans tous les cas. le coût d'épuration augmente.



Source : <http://www.soudureplastique.ma>

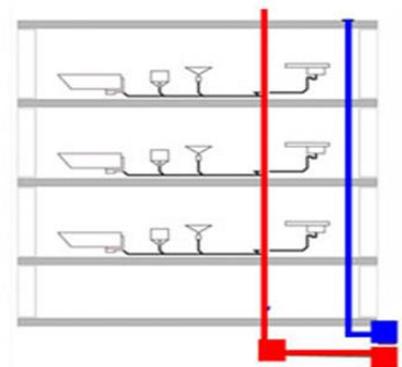
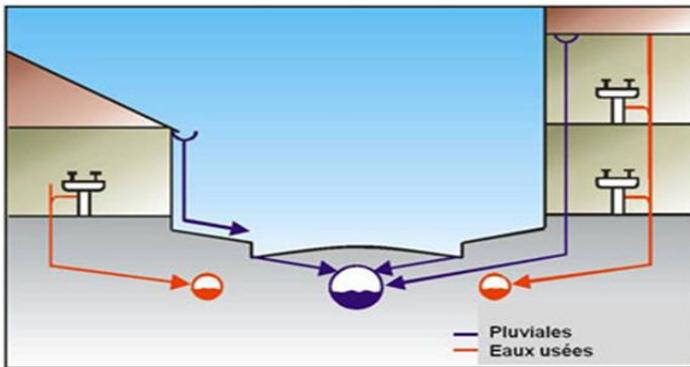
Figure III- 1 Représentation schématique d'un réseau unitaire

III.3.1.2 Système Séparatif:

Un réseau séparatif est un réseau d'eaux usées qui collecte séparément les eaux de pluie et les eaux usées domestiques ou industrielles. Cela implique de prévoir un réseau pour évacuer les eaux usées domestiques et dans certaines situations certains effluents industriels tandis que l'évacuation de toutes les eaux météoriques est assurée par un autre réseau.

Tableau III- 3 Avantages et inconvénients de système séparatif

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> • Le régime d'épuration est plus régulier. car les pluies ne l'altèrent pas. • Les eaux usées et les eaux de pluie ne se mêlent pas du fait qu'il n'y pas de rejets des eaux polluées. • Les coûts d'épuration sont inférieurs. • Les dépôts anti-DSU ne sont pas nécessaires. • L'excès d'inversion du réseau double. en comparaison avec le collecteur unitaire. peut être compensé si le collecteur concentrateur d'arrivée à la station d'épuration est assez long. 	<ul style="list-style-type: none"> • Inversion initiale supérieure • Coût d'entretien de réseaux et de nettoyage élevé • L'effet couronne peut-être très intense. si le réseau des eaux usées. n'est pas nettoyé de façon adéquate. • Même si les eaux de pluie et celles usées ne se mélangent pas. les eaux pluviales de zones urbaines sont sales et elles ont besoin d'un traitement minimal.



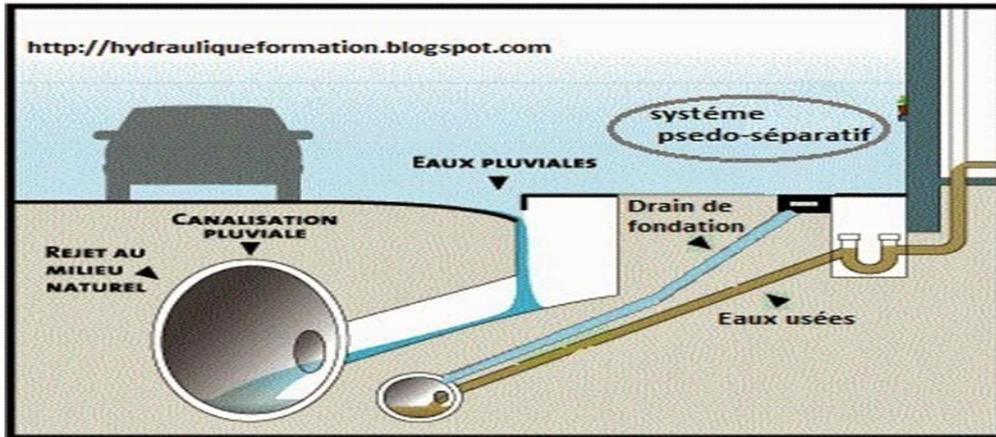
Source : <http://www.soudureplastique.ma>

Figure III- 2 Représentation schématique d'un réseau séparatif

III.3.1.3 Système pseudo séparatif :

Système pseudo-séparatif reçoit les eaux usées et une partie des eaux de ruissellement en provenance directe des habitations le système pseudo séparatif n'est actuellement plus préconisé dans la conception d'un nouvel équipement (Ce système peut être préconisé dans les pays tropicaux secs), c'est un système dans lequel on divise les apports d'eaux pluviales en deux parties :

- les apports d'eaux pluviales provenant des toitures et cours intérieures qui sont raccordées au réseau d'assainissement. à l'aide des mêmes branchements que ceux des eaux usées domestiques;
- les apports d'eaux pluviales provenant des surfaces de voirie. qui s'écoule par des ouvrages particuliers déjà reçus pour cet objet par les services de la voirie municipale.



Source : <http://www.soudureplastique.ma>

Figure III- 3 Représentation schématique d'un réseau pseudo-séparatif

III.4. Choix du système d'assainissement :

La première question qui se pose dans un projet d'assainissement est de déterminer le système à adopter. Et chaque cas doit être traité comme un problème particulier où l'on mettra en balance les avantages et les inconvénients de chaque système.

- La taille de l'agglomération ;
 - La disponibilité de rejet des eaux pluviales ;
 - Le coût ;
 - Encombrement des sous-sols.
- ↪ Pour notre projet, on va adopter le système Unitaire. Car :
 Dans notre projet, il y'a deux de point de raccordement l'un dans le côté gauche de notre agglomération et l'autre à l'aval ces derniers ont un système unitaire.

III.5. Schémas d'évacuation des eaux :

Un réseau d'assainissement est conçu comme un réseau ramifié. On peut classer les diverses ossatures entre un nombre de schémas types :

III.5.1. Le 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, (figure III-4). Il reste un schéma adéquat pour l'évacuation des eaux pluviales pour un système séparatif.

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.

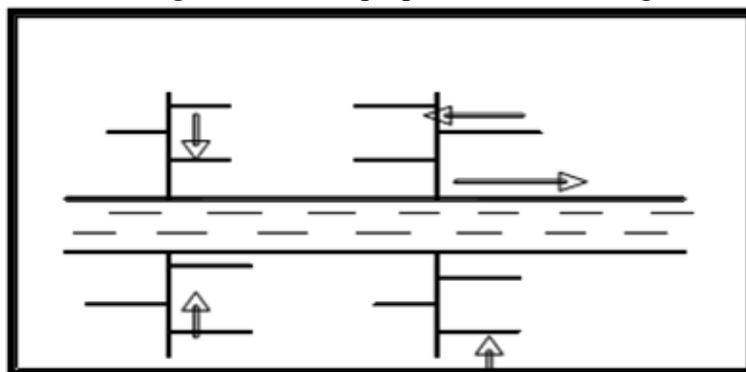


Figure III- 4 Schéma perpendiculaire

III.5.2. Le Schéma pour 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. En système unitaire et dans le réseau des eaux usées en système séparatif, (figure III-5).

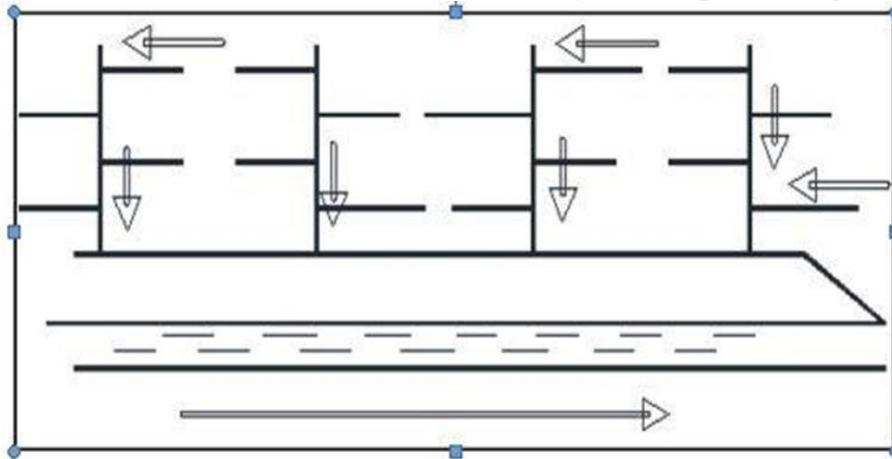


Figure III- 5 Schéma par déplacement latéral

III.5.3. Schéma du collecteur par zones étagée :

Ce schéma est une transposition du schéma par déplacement latéral. mais avec multiplication des collecteurs longitudinaux ; il permet de décharger le collecteur bas des apports en provenance du haut de l'agglomération ; (figure III-6).

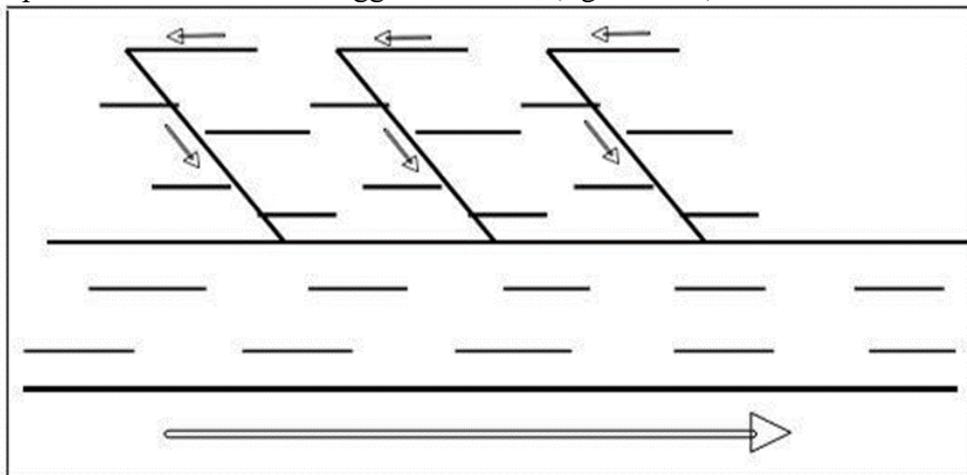


Figure III- 6 Schéma à Collecteurs Etagés

III.5.4. Schéma à collecteur transversal ou oblique :

Les collecteurs orientés par rapport à la pente topographique et à la direction de l'écoulement de la rivière comporte des égouts ramifiés ; ces derniers reportent par gravité le débouché du réseau plus loin à l'aval que dans le schéma précédent ; (figure III-7).

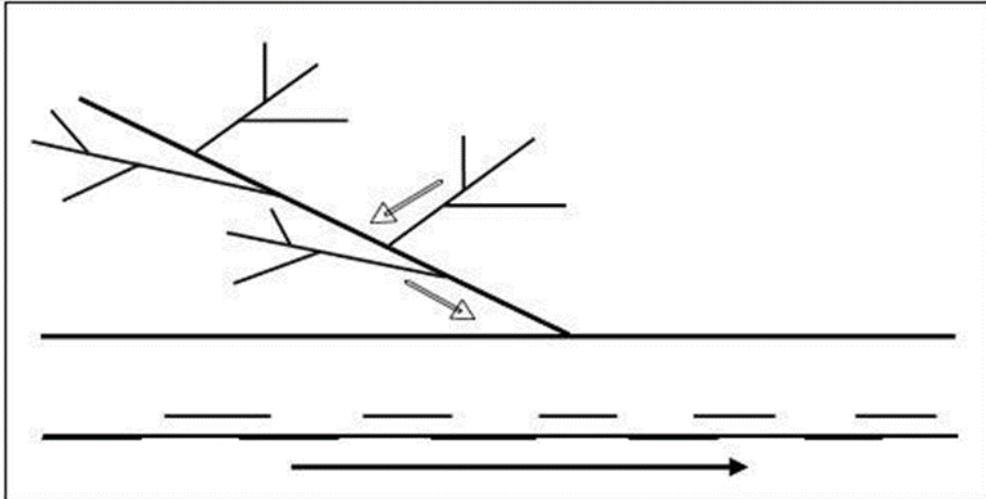


Figure III- 7. Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique

III.5.5. Schéma radial :

Ce schéma est utilisé dans les terrains plats. Pour collecter tous les effluents en un point par la suite un relevage. Il est nécessaire pour le transit vers le cours d'eau récepteur ; (figure III-8).

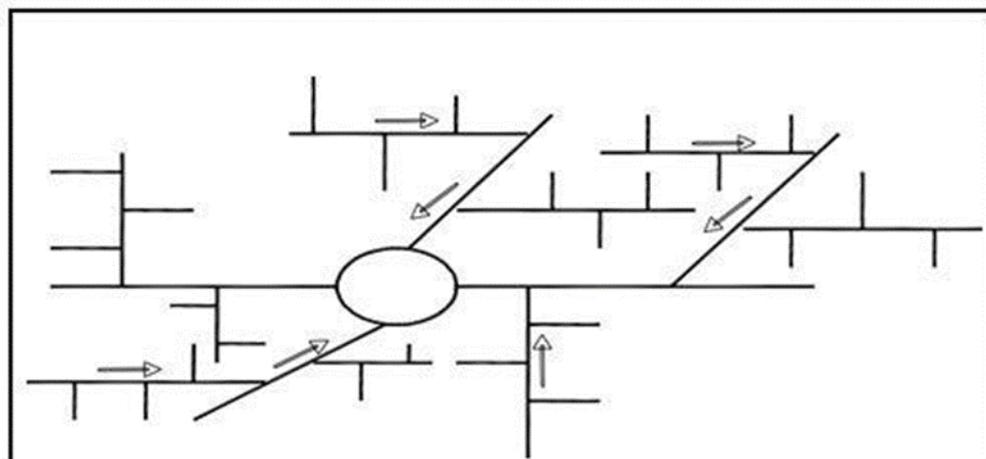


Figure III- 8 Schéma type radial

III.6. Choix du schéma d'évacuation :

- Le choix du schéma d'évacuation à adopter dépend de plusieurs paramètres suivants :
- Les conditions techniques locales du lieu. du système existant. de la topographie du terrain et de la répartition géographique des habitants à desservir ;
 - Les conditions économiques ; le coût et les frais d'investissement et d'entretien ;
 - Les conditions d'environnement : nature de rejet et le milieu récepteur ;
 - L'implantation des canalisations dans les voiries.

Remarque : Dans le cas de notre projet ; nous remarquons que notre superficie urbanisée nécessite un schéma de type Schéma par déplacement latéral.

III.7. Le coefficient de ruissellement Cr :

Le coefficient de ruissellement c'est le rapport entre le volume d'eau ruisselé sur le volume d'eau tombé ; noté « Cr ».

Ce coefficient qui doit être pondéré pour chaque surface élémentaire. Influence énormément sur la détermination de la quantité d'eau pluviale. Varie entre 0.05 et 1, sera estimé en fonction soit :

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

III.7.1. Méthodes de détermination du coefficient de ruissellement :

L'estimation du coefficient de ruissellement est faite à titre empirique, d'une façon approchée vu l'hétérogénéité des surfaces, suivant différents facteurs :

➤ En fonction du type d'occupation du sol:

Tableau III- 4 Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol

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

Source: Satinetal. (2006)

➤ En fonction de la catégorie d'urbanisation:

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

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

Source: Water Environment Fédération(1970)

➤ En fonction de la densité de population :

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

Densité de la population (habitant/ha)	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	0.80 – 0.90

Source: Water Environnement Fédération(1970)

➤ En fonction de la nature de la surface

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

Nature de la surface	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 : Guerre Gomella (1967) les eaux usées dans les agglomérations urbaines

III.8. Calcule de la population pour chaque surface élémentaire :

A défaut de connaître le nombre exact du nombre d’habitant de chaque sous bassin. On suit les étapes suivantes afin de pouvoir estimer ce dernier :

- ✓ On estime le coefficient de ruissellement de chaque sous bassin ;
- ✓ On calcule le coefficient de ruissellement pondéré total ;
- ✓ On calcule la densité partielle de chaque surface élémentaire ;
- ✓ On déduit le nombre d’habitant dans chaque surface élémentaire.

III.8.1. Calcul du coefficient de ruissellement pondéré total :

Dans le cas où la surface de l'agglomération est formée de plusieurs surfaces élémentaires « Ai ». Auxquelles on affecte le coefficient de ruissellement « Cri », par la suite le coefficient de ruissellement pondéré par :

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i \times C_{ri}}{A}$$

Avec :

- A_i** : surface élémentaire (ha)
- A** : surface totale en (ha). A= 70 ha
- Cri** : coefficient de ruissellement partiel
- C_{rp}** : coefficient de ruissellement total pondéré

Application numériques : C_{rp} =0.7

III.8.2. Calcul de la densité partielle :

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

$$D_i = \frac{P \times C_{ri}}{C_{rp} \times A}$$

Avec :

- D_i** : Densité partielle de la surface élémentaire considérée en (hab/ha).
- C_{rp}** : Coefficient de ruissellement pondéré total.
- Cri** : Coefficient de ruissellement de chaque surface élémentaire.
- P** : Population globale à l'horizon de calcul(2053). P=4650 hab.

III.8.3. Calcul du nombre d'habitants de chaque surface élémentaire :

Le nombre d'habitation de chaque surface élémentaire est donné par l'expression :

$$P_i = D_i \times A_i$$

Avec :

- P_i** : Population partielle de la surface élémentaire considéré.
- D_i** : Densité partielle du sous bassin en (hab/ha).

Le tableau ci-dessous résume les résultats :

Tableau III- 8 Calcul de coefficient de ruissellement et le nombre d'habitants de chaque sous bassin

N° : S-B	Surface Ai (ha)	Cri	Cri*Ai	Di	Nbr d'habitant
01	8.07	0.68	5.5	103.1	832.4
02	9.63	0.7	6.7	106.2	1022.5
03	6.56	0.72	4.4	106.2	660.4
04	8.73	0.8	6.5	113.8	993.2
05	10.75	0.7	7.5	106.2	1141.4
06	9.15	0.7	6.41	-	-
07	10.57	0.85	8.98	-	-
08	2.04	0.5	1.02	-	-

Conclusion :

A travers ce chapitre. Nous avons présenté les différents systèmes d'évacuation. Avec le choix du système et du schéma d'évacuation le plus adéquat. Pour notre cas le système adopté est le système séparatif avec un schéma par déplacement latéral .Nous avons aussi découpé la superficie urbanisé en Huit (08) Surfaces élémentaires de telle façon à minimiser les erreurs sur l'estimation de coefficient de ruissellement. Afin de pouvoir faire un calcul hydraulique adéquat pour notre agglomération.

CHAPITRE IV

Evaluation des débits à évacuer

Introduction

Le réseau d'assainissement a pour but d'assurer la collecte et l'évacuation des eaux de ruissellement et des eaux usées d'origine diverse. Donc, il est impératif de passer par la phase d'évaluation des débits d'eaux usées et pluviales. Avant d'entamer le dimensionnement, Cette évaluation est pour but de connaître la quantité et la qualité des rejets liquides provenant des habitations et lieux d'activités. Ces rejets présentent des variations significatives d'une agglomération à une autre selon la vocation adoptée qu'elle soit agricole, industrielle, ou autre.

IV.1. Origine et nature des eaux à évacuer :

IV.1.1. Les eaux usées :

Les eaux résiduaires urbaines (ERU) ou eaux usées, Sont des eaux chargées de polluants, Solubles ou non. Provenant essentiellement de l'activité humaine. Une eau usée est généralement un mélange de matières polluantes, dispersées ou dissoutes dans l'eau qui a servi aux besoins domestiques ou industriels.

On peut distinguer principalement :

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

IV.1.2. Les eaux usées domestique:

Elles sont constituées essentiellement des :

- Les eaux ménagères (les eaux grises) : elles préviennent de la cuisine, la salle de bain ;
- Les eaux vannes (les noires) : elles proviennent des W.C.

La quantité des eaux à évacuer dépend de la consommation en eau potable et les facteurs suivants :

- Type d'habitations et leurs degrés de confort.
- Conditions climatiques.

IV.1.3. Les eaux usées des services publics :

Sont des eaux usées provenant des activités publiques, Comme l'administration, l'éducation, le tourisme, la santé et d'autres services publics, sont appelées eaux usées du service public. Les estimations sont basées sur la consommation d'eau potable nécessaire à chaque activité, exprimée en équivalent-habitant. Les réseaux d'assainissement des eaux pluviales retiennent les eaux usées du service public, à l'exception d'un système d'assainissement unitaire, où elles sont recueillies avec les eaux usées domestiques.

IV.1.4. Les eaux usées industrielles :

Pour notre cas, il existe une usine de fabrication des matelas.

IV.1.5. Les eaux de parasites :

Ce sont le plus souvent des eaux provenant des infiltrations après une chute de pluie ou de la remontée de la nappe. Ces eaux pénètrent dans les collecteurs à travers les joints mal confectionnés ou déboîtés, ou bien à travers les fissures. Le débit de ces eaux est difficilement déterminé ; seule la modélisation qui peut donner une approche d'estimation. En pratique, on estime ce débit à environ 0.15 l/s/ha.

Les eaux parasites peuvent pénétrer dans les réseaux d'assainissement dans les cas suivants :

- Mauvaise pose de canalisation : les canalisations peuvent être mal posées, ce qui peut créer des fissures ou des défauts qui permettent aux eaux parasites de s'infiltrer.
- Mauvais raccordement entre les conduites concernant les joints : les joints entre les conduites doivent être bien étanches pour empêcher les eaux parasites de s'infiltrer.

- L'écoulement hypodermique : l'écoulement hypodermique est un phénomène qui se produit lorsque les eaux souterraines s'écoulent sur un substratum se trouvant sous la surface du terrain naturel. Ce phénomène peut soulever les canalisations et créer des fissures qui permettent aux eaux parasites de s'infiltrer.
- Fissuration du collecteur : les canalisations peuvent se fissurer, ce qui permet aux eaux parasites de s'infiltrer.
- Les racines des arbres : les racines des arbres peuvent soulever les canalisations et créer des fissures qui permettent aux eaux parasites de s'infiltrer.
- La remontée de la nappe : la remontée de la nappe phréatique peut soulever les canalisations et créer des fissures qui permettent aux eaux parasites de s'infiltrer.

IV.1.6. Les eaux pluviales :

Ce sont des eaux de ruissellement de surface issues des précipitations. Elles s'écoulent sur le sol pour éventuellement rejoindre des cours d'eau. Ces eaux doivent être collectées et conduites vers la canalisation d'évacuation pour éviter essentiellement les risques d'inondations. On considère comme des eaux pluviales les eaux issues d'arrosage, de lavage (marchés, rues...), d'espaces publics de jardins et de cours d'immeubles.

Dans les premières minutes d'une chute de pluie, la teneur en matières organiques est plus importante surtout pour des agglomérations à dominance industrielle.

IV.2. Estimation des débits des eaux usées :

Dans notre projet les eaux usées rejetées sont généralement d'origine domestique. Industrielle ou de service public.

Elles sont constituées d'un complexe de matières minérales et organiques.

Les calculs des débits d'eaux usées portent essentiellement sur l'estimation des quantités et de la qualité de rejets liquides provenant des habitations et lieux d'activité. Les rejets unitaires à considérer dépendent des facteurs socio- économiques que l'on peut intégrer dans les catégories d'occupation des sols en fonction de l'importance de l'agglomération et de son activité dominante sa spécificité.

Après les différents usages, les principes d'assainissement sont l'évacuation rapide, sans stagnation des eaux usées pour éviter les fermentations putrides et les rejets qui pourraient provoquer la contamination du milieu récepteur, tout en tenant compte des contraintes économiques d'équipement. Les eaux spécifiquement industrielles : eaux de refroidissement, De lavages des produits ou résultant de certains processus doivent théoriquement être traitées, ou détoxiquées avant rejet dans le réseau.

IV.2.1. Évaluation du débit moyen journalier d'eaux usées domestiques :

La base de calcul de ce débit est la consommation en eau potable. À laquelle on ajoute un coefficient de rejet K_r , ($K_r < 1$).

Pour déterminer le débit des eaux usées à évacuer, nous utiliserons comme référence une dotation d'eau potable de 150 litres par jour par habitant et on suppose que 80% de l'eau consommée être rejetée comme eaux usées dans le réseau d'évacuation.

✓ Débit moyen journalier :

La détermination du débit moyen journalier rejeté s'effectue au moyen de la formule suivante :

$$Q_{\text{moy.j}} = \frac{k_r \cdot D \cdot N}{86400} \quad (l/s)$$

Avec :

$Q_{\text{moy.j}}$: débit moyen journalier des eaux usées domestiques en (L/s);

K_r : coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable moyenne consommée ;

N : nombre d'habitants à l'horizon étudié (hab.) ;

Le terme 1/86400 est pour la conversion de (L/j) en (L/s).

✓ **Débits de pointe :**

Estimation du débit de pointe d'eaux usées rejetées " Q_{pi}^{EU} " par chaque surface élémentaire :

$$Q_{Pi}^{EU} = K_p \times Q_{moyji}^{EU}$$

Avec

K_p : coefficient de pointe. Calculé à partir du débit moyen de rejet :

$$\Rightarrow K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy.j}^{dom}}} \quad \text{Si : } Q_{moy.j}^{dom} \geq 2.81 \text{ l/s}$$

$$\Rightarrow k_p = 3 \quad \text{si } Q_{moy.j}^{dom} \leq 2.81 \text{ l/s}$$

Finalement, le débit total de pointe " Q_{tot}^{EU} " supposé rejeté à la même heure par l'agglomération est de :

$$Q_{tot}^{EU} = \sum_1^n Q_{pi}^{EU}$$

Avec :

n : nombre de surfaces élémentaires formant la superficie totale urbanisée.

➔ Les débits des eaux usées domestiques à évacuer sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV- 1: Calcul des débits de pointe des eaux usées domestiques

N° SB	N _{hab}	K _r	D(L/j\hab)	Q _{moy.j} ^{dom} (L/s)	K _p	Q _p ^{dom} (L/s)
01	832.4	0,8	150	1.16	3.00	3.47
02	1022.5	0,8	150	1.42	3.00	4.26
03	660.4	0,8	150	0.92	3.00	2.75
04	993.2	0,8	150	1.38	3.00	4.14
05	1141.4	0,8	150	1.59	3.00	4.76

IV.2.2. Évaluation du débit d'eaux usées industrielles rejetées:

Après recensement des usines industrielles et leurs vocations (de production ou de transformation), l'ingénieur de conception doit évaluer le débit maximum d'eaux usées rejetées industrielles en fonction de la quantité journalière du produit fabriqué ou transformé ou bien en fonction du nombre d'ouvriers.

Selon les données de la direction des ressources en eau de la wilaya de Béchar L'usine à une dotation de 50 m³ par jour par hectare.

➔ Le débit des eaux usées industrielles à évacuer est illustré dans le tableau suivant :

Tableau IV- 2 Calcul de débit industriel

N° SB	Surface (ha)	D(L/j/hectare)	Q _{moy.j} ^{indus} (L/s)	K _p	Q _{pte} ^{indus} (L/s)
08	2.04	50000	0.94	3	2.83

IV.2.3. Évaluation du débit d'eaux usées publiques :

En fonction des établissements publics recensés au niveau de l'agglomération (hôpitaux, marchés, bains , douches , etc...), l'ingénieur projeteur doit évaluer la quantité d'eaux usées rejetées par chaque établissement publique en fonction de la dotation accordée à chaque

établissement (nombre de litres / malade / jour , par mètre carré / jour , par personne /douche / jour , etc...).

➔ Les résultats de calcul pour les eaux usées des équipements de chaque surface élémentaire sont indiqués dans le tableau :

Tableau IV- 3: Calcul des débits d’eaux usées des équipements.

N°S B	Equipement	Unité de mesure	Nombre	Dot (L/j/unité)	K _r	Q _{moy,j} ^{éq} (L/s)	K _p	Q _p ^{éq} (L/s)	Q _p ^{éq} (L/s)
01	Ecole primaire	Elève	340	40	0.8	0.13	3	0.38	0.47
	Crèche	Elève	105	30	0.8	0.03	3	0.09	
02	Polyclinique	Patient	215	185	0.8	0.37	3	1.10	1.10
03	Commerce et service	Personne	60	20	0.8	0.01	3	0.03	0.71
	Marché couvert	Personne	1425.5	5	0.8	0.07	3	0.20	
	Ecole primaire	Elève	250	40	0.8	0.09	3	0.28	
	Mosquée	Fidèle	710	10	0.8	0.07	3	0.20	
04	CCLS	Surface (m ²)	41911.1	5	0.8	1.94	3,1	6.02	6.09
	Police de frontière	Policier	60	20	0.8	0.01	3	0.03	
	Bibliothèque	Lecteur	90	15	0.8	0.01	3	0.04	
05	Lycée sportif	Elève	450	60	0.8	0.25	3	0.75	1.12
	CEM	Elève	370	30	0.8	0.10	3	0.31	
	DGSN	Policier	150	15	0.8	0.02	3	0.06	
06	Cité universitaire	Etudiant	700	180	0.8	1.17	3	3.50	3.50
07	PTT	Travailleur	65	10		0.006	3	0.02	0.02

IV.2.4. Evaluation des débits des eaux parasites :

Quel que soit le degré de confection d'un réseau d'assainissement, l'intrusion ou l'extrusion des eaux d'infiltration dans les collecteurs à travers les joints ou fissurations est inévitable. Cependant l'estimation du débit d'intrusion ou d'extrusion est difficile à déterminer. Pour en tenir compte d'une façon non négligeable, On a considéré par hypothèse qu'un débit de **0.15 l/s/ha** peut s'introduire à l'intérieur du collecteur ou sortir.

La détermination de débit de parasité est donnée par la relation suivante :

$$Q_{par} = A_i \times q$$

Avec :

$$q = 0.15 \text{ l/s/ha}$$

➔ Les résultats de calcul pour le débit de parasite de chaque surface élémentaire sont indiqués dans le tableau :

Tableau IV- 4 Débits des eaux parasites

N° SB	A _i	q (l/s/ha)	Q _{parasite} (L/s)
01	8.07	0.15	1.21
02	9.63	0.15	1.44
03	6.56	0.15	0.98
04	8.73	0.15	1.31
05	10.75	0.15	1.61
06	9.15	0.15	1.37
07	10.57	0.15	1.59
08	2.04	0.15	0.31

IV.2.5. Débits totaux des eaux usées à évacuer :

➔ Le tableau suivant représente Les débits totaux des eaux usées:

Tableau IV- 5 débits totaux des eaux usées

N° SB	Q _p ^{dom} (L/s)	Q _p ^{éq} (L/s)	Q _{pte} ^{indus} (L/s)	Q _{parasite} (L/s)	Q _{tot} (l/s)	Q _{tot} (m ³ /s)
01	3.47	0.47	-	1.21	5.15	0.00515
02	4.25	1.10	-	1.44	6.79	0.00679
03	2.75	0.71	-	0.98	4.44	0.00444
04	4.14	6.09	-	1.31	11.54	0.01154
05	4.16	1.12	-	1.61	6.89	0.00689
06	-	3.50	-	1.37	4.87	0.00487
07	-	0.02	-	1.59	1.61	0.00161
08	-	-	2.83	0.31	3.14	0.00314

IV.3. Évaluation des débits des eaux pluviales :

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite à l'étape initiale la détermination des débits pluviaux. Le problème de l'évaluation des débits pluviaux dans les bassins versants a fait depuis longtemps l'objet de nombreuses études théoriques et en ce qui concerne les usages des ingénieurs en hydrologie urbaine, on peut citer deux méthodes principales d'évaluation des débits pluviaux :

- **La méthode rationnelle ;**
- **La méthode superficielle.**

IV.3.1. Les méthodes rationnelles :

Cette méthode est utilisée pour des surfaces limitées (généralement inférieures à 10 ha). Le résultat est meilleur pour des aires encore plus faibles, du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement. Le débit pluvial est proportionnel à l'intensité moyenne des précipitations, au coefficient de ruissellement et à l'aire balayée, le débit pluvial représenté par la relation suivante :

$$Q = \alpha \cdot C_r \cdot i \cdot A \text{ (l/s)}$$

Avec :

- Q** : débit d'eau pluvial (l / s) ;
- A** : surface urbanisée (ha) ;
- Cr** : coefficient de ruissellement ;
- i** : intensité de précipitation (l / s / ha) ;
- α** : Coefficient réducteur.

➔ **Les hypothèses de la méthode rationnelle :**

- Le débit de pointe Q_p est observé à l'exutoire seulement si la durée d'averse est supérieure au temps t_c de concentration du bassin versant.
- Le débit Q_p est proportionnel à l'intensité moyenne maximale « i » sur une durée égale au temps t_c de concentration du bassin versant.
- L'intensité « i » et le débit Q qui en résulte ont la même période de retour T . Ceci suppose donc que le coefficient de ruissellement « C_r » du bassin versant soit constant.

↳ **Temps de concentration:**

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

Le temps de concertation t_c se compose de trois temps d'écoulement :

- ✓ Du temps t_1 en minutes mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations de longueur « L » avec une vitesse « V » :

$$t_1 = \frac{L}{60V} \text{ (min)}$$

- ✓ Du temps t_2 mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement. Ce temps varie de 2 à 20min.
- ✓ Du t_3 de ruissèlement dans une surface de pente « I » en pourcentage ne comportant pas de canalisation autrement dit du parcours superficiel de la surface de longueur « L_s » en Km :

$$t_3 = \frac{L_s}{11\sqrt{I}}$$

Trois aspects sont à considérer :

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

Dans le cas général, pour les zones peu allongées caractérisées par un plus long parcours L (km) de l'eau, le temps de concentration est donné par la relation suivante :

$$t_c = 3.98 \left[\frac{L}{\sqrt{I}} \right]^{0.77}$$

Avec :

L:cheminement hydraulique le plus long (km).

I: pente moyenne du chemin parcouru(%).

↳ **Coefficient réducteur de l'intensité :**

C'est un coefficient déterminé expérimentalement qui tient compte de la répartition irrégulière des pluies courtes de forte intensité. Supposant un bassin versant assimilé à un rectangle de longueur « x » et de largeur moyenne « y » drainé par un collecteur 1-2-3.

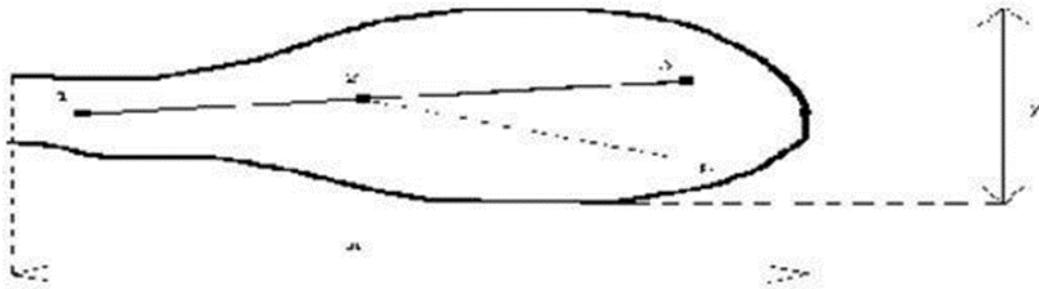


Figure IV- 1 Principe schématique de détermination du coefficient réducteur d'intensité α

- **En fonction de la forme du bassin (des relations empiriques) :** Ce coefficient peut être déterminé d'après une loi de répartition de pluie :
 - ❖ Pour des bassins longs (rectangles étroits,...):

$$\alpha = 1 - 0.006 \times \sqrt{d/2}$$
 - ❖ Pour des bassins ramassés (carrés, cercles, ...):

$$\alpha = 1 - 0.005 \times \sqrt{d/2}$$

Avec :

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

Le point « P » du bassin se trouve en amont du collecteur 1-2 intéressé par le calcul. P-2, est la distance du point « 2 » situé à l'amont du tronçon d'égout étudié au point « p » du bassin considéré.

p-2 (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	0.90	0.86	0.83	0.80	0.78	0.76	0.75
p-2(m)	1600	1800	2000	2200	2400	2600	2800
Y < x/2	0.76	0.75	0.73	0.72	0.70	0.69	0.68
Y > x/2	0.72	0.70	0.69	0.67	0.66	0.64	0.63

Source : polycopie B.SALAH

IV.4. Calcule des débits pluviaux :

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

Tableau IV- 6 Débits des eaux pluviales à évacuer

N° de surface élémentaire	A(ha)	Cr	α	I(L/s/ha)	Q ^{EP} (L/s)	Q ^{EP} (m3/s)
01	2.04	0.68	0.99	97.22	134.86	0.13
02	9.63	0.7	0.99	97.22	655.36	0.66
03	6.56	0.72	0.99	97.22	459.19	0.46
04	8.73	0.8	0.99	97.22	678.98	0.68
05	10.75	0.7	0.99	97.22	724.26	0.72
06	9.15	0.7	0.99	97.22	622.69	0.62
07	10.57	0.85	0.99	97.22	847.27	0.85
08	8.07	0.5	0.99	97.22	392.28	0.39

IV.5. Calcule des débits totaux à évacuer :

Tableau IV- 7 Débits des eaux pluviales à évacuer

N° de surface élémentaire	$Q^{EP} (m^3/s)$	$Q^{EU} (m^3/s)$	$Q_T (m^3/s)$
01	0.13	0.00515	0.135
02	0.66	0.00679	0.667
03	0.46	0.00444	0.464
04	0.68	0.01154	0.692
05	0.72	0.00689	0.727
06	0.62	0.00487	0.625
07	0.85	0.00161	0.852
08	0.39	0.00314	0.393

Conclusion :

En conclusion, l'évaluation des débits revêt une importance capitale dans notre étude. Les débits rejetés par les différents consommateurs de notre agglomération ont été calculés de manière approfondie, en tenant compte des eaux usées domestiques et pluviales. En divisant notre agglomération en Huit zones fondamentales, nous avons pu obtenir des prévisions de débits pour chaque zone.

Grâce à ces calculs hydrauliques, notre compréhension du comportement des eaux dans notre réseau a été améliorée. Ces données, nous permettront de dimensionner de manière adéquate notre réseau et de planifier les infrastructures supplémentaires requises. Grâce à cette méthode, nous serons en mesure d'améliorer la gestion des eaux usées, de diminuer les risques d'inondation et d'assurer un bon fonctionnement de notre système de collecte.

CHAPITRE V

DIMENSIONNEMENT DU

RESEAU D'ASSAINISSEMENT

Introduction

Une fois que nous avons évalué tous les débits à évacuer dans les sous-bassins de notre zone d'étude, nous passons au calcul hydraulique du système d'assainissement. Cette étape implique la dimension des collecteurs de notre réseau, en respectant les normes d'écoulement et en choisissant le tracé le plus efficace et le plus économique.

V.1. Conception et tracé en plan du réseau

Le tracé du réseau doit se faire suivant des critères liés : à l'assainissement lui-même, à la topographie du site, et à la répartition de la population de l'agglomération. Le tracé des collecteurs à projeter fait ressortir leurs lieux de rejet. La conception d'un réseau d'assainissement est la concrétisation de tous les éléments constituant les branches du réseau sur un schéma :

- ✓ Les collecteurs : Les collecteurs d'assainissement sont des ouvrages qui permettent le transport et l'évacuation des eaux usées et pluviales. Ils sont définis par leurs :
 - Emplacement ;
 - Profondeur ;
 - Dimensions (Diamètre intérieur, diamètre extérieur, épaisseur, ...etc.) ;
 - Pente.
- ✓ Les regards : Les regards d'assainissement sont des ouvertures dans les canalisations qui permettent au personnel d'entretien d'accéder à l'intérieur pour des opérations de maintenance, de réparation ou de surveillance. Ils sont également définis par leurs :
 - Emplacement ;
 - Profondeur ;
 - Cotes.

En ce qui concerne les ouvrages d'importance moyenne, les sections les plus favorables sont celles de type circulaire ou ovoïde.

V.2. Conditions d'écoulement et de dimensionnement

En assainissement, l'écoulement est principalement gravitaire, en fonction de la topographie naturelle du sol. Il est primordial que cet écoulement conserve une vitesse suffisante pour assurer l'auto-curage tout en préservant l'intégrité des conduites.

En ce qui concerne la vitesse d'auto-curage, des conditions particulières doivent être remplies, car les eaux usées transportent des charges, en particulier du sable, qui peuvent provoquer des phénomènes de décantation. Pour éviter ces cas, il est nécessaire que la vitesse d'écoulement respecte les critères suivants :

- ❖ Une vitesse minimale de 0,6 m/s pour le débit correspondant à (1/10) de la pleine section ;
- ❖ Une vitesse minimale de 0,3 m/s pour le débit correspondant à (1/100) de cette même pleine section, avec un diamètre minimal de 315 mm.

Remarque : Il est déconseillé de dépasser des vitesses de l'ordre de (4 à 5) m/s à pleine section.

V.3. Hypothèses de dimensionnement

Avant de procéder au calcul hydraulique d'un réseau d'assainissement, nous considérons 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 « Q_{ps} ».

V.4. Mode de dimensionnement des canalisations

V.4.1. Calcul de base :

L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre ; dont le débit est donné par la formule de la continuité:

$$Q = v \times S_m$$

Avec :

Q : le débit capable de l'ouvrage (m³/s).

S_m : section mouillée (m²).

v : vitesse d'écoulement (m/s).

Les ouvrages sont calculés suivant une formule d'écoulement résultant de celle de CHEZY ; où la vitesse d'écoulement se calcule par l'expression suivante :

$$V = C \times \sqrt{R_h \times I}$$

Avec :

v : vitesse d'écoulement (m/s).

C : coefficient de Chézy, qui dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement.

I : pente motrice de l'écoulement (m/m).

R_h : rayon hydraulique (m), donné par $R_h = \frac{S_m}{P_m}$

Où :

S_m : la surface de la section transversale mouillée de la conduite (m²).

P_m : le périmètre mouillé (m).

❖ *Formule de Manning-Strickler :*

Le coefficient de Chézy est exprimé comme suit :

$$C = K \times R_h^{1/6}$$

Avec :

K : coefficient de rugosité (de Manning-Strickler) ; sa valeur dépend du type de l'ouvrage utilisé, son matériau et son état.

✓ **La vitesse d'écoulement** : est donnée par la formule suivante :

$$V = K \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

✓ **Et le débit de l'ouvrage est :**

$$Q = K \times R^{2/3} \times I^{1/2} \times S$$

⇒ **Procédé de calcul :** h

1. Déterminer le débit et la pente pour chaque point ;
2. Le diamètre calculé est exprimé par :

$$D_{cal} = \left[\frac{3.2 \times Q}{K \times \sqrt{I}} \right]^{3/8}$$

Avec :

K: coefficient de rugosité (de Manning-Strickler) ; sa valeur dépend du type de l'ouvrage utilisé, son matériau et son état... etc.

I : (m / m) : Pente motrice nécessaire à l'écoulement d'un débit Q donné

3. Fixer le diamètre normalisé de la conduite « DN » ;

4. La vitesse à pleine section est calculée : Pour un rayon hydraulique $R_h = D_n/4$; on a :

$$V_{PS} = K \times \left(\frac{D_N}{4} \right)^{2/3} \times I^{1/2}$$

5. Le débit à pleine section:

$$Q_{PS} = V_{PS} \times \frac{\pi D_N^2}{4};$$

6. Le rapport des débits :

$$r_Q = \frac{Q}{Q_{PS}}$$

7. Déterminer les vitesses réelles par :

$$V = r_v \times V_{ps}$$

Avec :

r_v : rapport des vitesses.

8. La hauteur de remplissage :

$$H = r_H \times D_N$$

❖ **Formule de BAZIN :**

Le coefficient de Chézy est donné, par la formule de Bazin :

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{Rh}}}$$

Avec :

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

V.5. Réseau des eaux usées en système séparatif :

La formation d'une pellicule grasse sur les parois des canalisations améliore les conditions d'écoulement, ce qui a entraîné une prise du coefficient relatif à la relation de Bazin $\gamma = 0.25$. En se basant sur cette base, on a approximativement représenté le coefficient de Chézy par l'expression suivante :

$$C = 70 \times Rh^{1/6}$$

Donc, on peut représenter la vitesse d'écoulement et le débit capable de l'ouvrage de la manière suivante :

$$V = 70 \times Rh^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$Q = 70 \times Rh^{2/3} \times I^{1/2} \times S_m$$

V.6. Réseau des eaux pluviales en système séparatif :

Il est important de prendre en considération que des dépôts peuvent se former, ce qui permet d'admettre un écoulement sur des parois semi-rugueuses. Donc, on a calculé le coefficient relatif à la relation de Bazin $\gamma = 0.46$; on a approximativement représenté le coefficient de Chézy par l'expression suivante :

$$C = 60 \times R_h^{1/4}$$

Donc, on peut représenter la vitesse d'écoulement et le débit capable de l'ouvrage de la manière suivante :

$$V = 60 \times R_h^{3/4} \times I^{1/2}$$

$$Q = 60 \times R_h^{3/4} \times I^{1/2} \times S_m$$

V.7. Les abaques de Bazin :

Les abaques, présentés dans l'annexe, ont été développés en utilisant la formule de Chézy Bazin comme fondement. Afin de prendre en considération la nature de l'effluent, la nature de la canalisation et le type de joint, on a choisi le coefficient « K » de la formule de Manning-Strickler, qui est de 90. Ils sont conçus pour être utilisés à pleine section avec $Rh = D_n/4$.

➤ Les abaques (1), (2-a) et (2-b) sont utilisés pour simplifier les calculs :

- Abaque 1 : pour les réseaux des eaux usées en système séparatif.
- Abaque 2 : pour les réseaux pluviaux en système séparatif ou les réseaux unitaire :
- **Abaque 2-a : pour les canalisations circulaires.**
- **Abaque 2-b : pour les canalisations ovoïdes.**
- Les nomogrammes (3-a) et (3-b) donnent les variations des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage ; sont fournis pour l'évaluation des caractéristiques capacitaires des conduites ou pour apprécier les possibilités d'autocurage :
- **Abaque 3-a : pour les ouvrages circulaires.**
- **Abaque 3-b : pour les ouvrages ovoïdes normalisés.**
- ❖ **Procédé de calcul :**
- 1) A l'aide de l'abaque (1), (2-a) ou (2-b) :
En donnant la pente et le débit, on peut tirer le diamètre normalisé « DN », la vitesse à pleine section « vps » et le débit à pleine section « Qps » d'où on peut déterminer le rapport des débits « rQ » en utilisant la relation (V.10) ;
- 2) D'après l'abaque (3-a) ou (3-b) :
En connaissant le rapport des débits « rQ », on peut tirer le rapport des vitesses « rv » et le rapport des hauteurs « rH » ; d'où on peut déterminer la vitesse d'écoulement « v » et la hauteur de remplissage « H » par les relations (V.11) et (V.13).

V.8. Conditions d'autocurage :

V.8.1. Réseaux des eaux usées :

Pour les réseaux d'eaux usées en système séparatif, il est nécessaire de considérer la condition suivante :

Un tuyau circulaire doit garantir une vitesse d'écoulement de 0,7 m/s (ou à l'extrême rigueur 0,5 m/s) lors d'une utilisation à pleine ou à demi-section. Dans cette situation, le ratio des vitesses est pratiquement égal à 1, ce qui signifie que la vitesse à pleine section doit être supérieure ou égale à 0,7 m/s.

$$r_H = 0.5 \text{ ou } 1 \rightarrow r_v = \frac{v}{v_{ps}} \approx 1 \rightarrow v_{ps} = v = 0.7 \text{ m/s}$$

V.8.2. Réseaux des eaux usées :

Il est essentiel que le réseau des eaux pluviales soit auto-cureur, c'est-à-dire qu'il puisse évacuer le sable à des débits couramment atteints afin d'éviter sa décantation et d'éviter les dépôts, tout en préservant la paroi de la conduite de l'érosion.

- ✓ Pour 1/100 Q_{ps} : $V \geq 0.3 \text{ m/s}$
- ✓ Pour 1/10 Q_{ps} : $V \geq 0.6 \text{ m/s}$
- ✓ Ces limites sont respectées avec :
- ✓ $v_{ps} = 1 \text{ m/s}$; pour une section circulaire.
($r_Q = 0.1 \rightarrow r_v = \frac{v}{v_{ps}} = 0.55 \rightarrow v_{ps} \geq 1 \text{ m/s}$)
- $v_{ps} = 0.9 \text{ m/s}$; pour une section ovoïde

V.9. Normes d'écoulement et d'implantation :

V.9.1. Canalisations des eaux usées :

- Les canalisations des eaux usées sont généralement circulaires
- Il est prévu que le diamètre minimal soit de 200 mm afin d'éviter tout risque d'obstruction.
- Au préalable, il est difficile de réaliser les conditions d'autocurage (débit faible), ce qui nécessite une pente minimale de 0,4 à 0,5 %. À l'aval, elle doit être comprise entre 0,2 et 0,3 %.

- La canalisation doit avoir une couverture minimale de 80 cm ; en dessous de cette valeur, elle sera protégée par une dalle de répartition afin d'éviter qu'elle ne s'écrase sous les charges roulantes.
- Bien qu'elle dépende du matériau de la canalisation, il est préférable que la vitesse à pleine section ne dépasse pas l'ordre de 4 m/s afin d'éviter l'abrasion des tuyaux ; la limite correspondante a été tracée sur l'abaque. Sinon, il est nécessaire d'adopter un tuyau en matériau résistant tel que la fonte ou le polyéthylène à haute densité.

V.9.2. Canalisations des eaux pluviales :

- Les canalisations circulaires doivent avoir un diamètre minimal de 300 mm afin d'éviter les risques d'obstruction.
- Il faut prendre la précaution de donner à la canalisation d'amont des pentes qui permettent l'autocurage ; la pente minimale est de 0.5%
- Il est préférable d'éviter autant que possible le relèvement des eaux par pompage, car les débits d'eaux pluviales peuvent être considérables.
- La canalisation doit avoir une couverture minimale de 80 cm.

- Il est recommandé que la vitesse maximale à pleine section soit d'environ 4 m/s (la limite correspondante a été établie sur les abaques).

V.10. Choix du matériau des collecteurs :

Le matériau des collecteurs est choisi en fonction :

- De la nature chimique des eaux usées rejetées (composition chimique, température).
- De la nature du sol (agressivité due à la salinité).
- Des efforts extérieurs du remblai et des charges additives.

V.11. Résultats du dimensionnement :

Les tableaux V-1 et V-2 récapitulent le dimensionnement de tous les collecteurs et les paramètres hydrauliques :

Tableau V- 1 : pour le réseau d'assainissement du premier point de raccordement.

Tronçon	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m ³ /s)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Vitesse Autocurage
R156-157	35	0,0032	0,017	300	0,99	0,067	0,25	0,836	0,34	0,824	0,821	0,099	Autocurage vérifie
R157-158	35	0,0032	0,033	300	0,99	0,07	0,50	0,999	0,50	0,985	0,981	0,146	Autocurage vérifie
R158-159	35	0,0032	0,050	300	0,99	0,07	0,75	1,092	0,64	1,076	1,073	0,189	Autocurage vérifie
R159-160	35	0,0032	0,067	300	0,99	0,07	1,00	1,142	0,80	1,126	1,125	0,237	Autocurage vérifie
R160-161	35	0,0043	0,083	400	1,34	0,15	0,57	1,038	0,54	1,390	1,386	0,200	Autocurage vérifie
R161-162	35	0,0021	0,010	400	0,93	0,10	0,99	1,141	0,80	1,063	1,062	0,297	Autocurage vérifie
R162-163	35	0,0032	0,117	400	1,15	0,13	0,93	1,139	0,76	1,314	1,314	0,281	Autocurage vérifie
R163-164	46	0,0032	0,133	500	1,36	0,24	0,55	1,029	0,53	1,398	1,394	0,251	Autocurage vérifie
R164-165	24	0,0032	0,150	500	1,36	0,24	0,62	1,055	0,56	1,434	1,431	0,269	Autocurage vérifie
R165-236	35	0,0032	0,162	500	1,36	0,24	0,67	1,068	0,59	1,452	1,449	0,283	Autocurage vérifie
R236-235	35	0,0032	0,179	500	1,36	0,24	0,74	1,089	0,64	1,480	1,476	0,304	Autocurage vérifie
R235-234	35	0,0032	0,195	500	1,36	0,24	0,14	0,692	0,25	0,940	0,940	0,120	Autocurage vérifie
R234-233	35	0,0032	0,212	500	1,36	0,24	0,88	1,136	0,72	1,544	1,541	0,344	Autocurage vérifie
R233-232	35	0,0032	0,229	500	1,36	0,24	0,95	1,139	0,77	1,549	1,549	0,364	Autocurage vérifie
R232-231	46	0,0048	0,245	500	1,67	0,30	0,82	1,122	0,69	1,875	1,869	0,330	Autocurage vérifie
R231-230	35	0,0048	0,262	500	1,67	0,30	0,88	1,131	0,73	4,010	1,897	0,346	Autocurage vérifie
R230-229	35	0,0048	0,278	500	1,67	0,30	0,94	1,139	0,76	1,904	1,904	0,362	Autocurage vérifie

R229-228	35	0,0048	0,290	500	1,67	0,30	0,98	1,140	0,79	1,906	1,905	0,376	Autocurage vérifie
R228-227	35	0,0048	0,312	600	1,93	0,53	0,59	1,046	0,55	2,016	2,011	0,324	Autocurage vérifie
R227-226	35	0,0048	0,328	600	1,93	0,53	0,62	1,056	0,57	2,036	2,032	0,334	Autocurage vérifie
R226-225	35	0,0048	0,345	600	1,90	0,52	0,66	1,067	0,59	2,027	2,023	0,349	Autocurage vérifie
R225-224	8	0,0048	0,362	600	1,30	0,36	1,02	1,146	0,83	1,489	1,487	0,489	Autocurage vérifie
R224-48	35	0,0048	0,376	600	1,93	0,53	0,71	1,140	0,62	2,198	2,082	0,367	Autocurage vérifie
R48-222	35	0,0048	0,515	800	1,77	0,89	0,58	1,041	0,54	1,844	1,841	0,433	Autocurage vérifie
R222-221	17	0,0048	0,548	800	1,77	0,89	0,62	1,053	0,56	1,866	1,864	0,450	Autocurage vérifie
R221-220	35	0,0048	0,598	800	1,77	0,89	0,67	1,068	0,60	1,893	1,891	0,476	Autocurage vérifie
R220-218	35	0,0048	0,664	800	1,77	0,89	0,75	1,091	0,64	1,934	1,931	0,514	Autocurage vérifie
R218-217	35	0,0029	0,765	1000	1,61	1,26	0,60	1,050	0,56	1,690	1,688	0,556	Autocurage vérifie
R217-216	32	0,0029	0,775	1000	1,61	1,26	0,61	1,053	0,56	1,695	1,695	0,561	Autocurage vérifie
R216-215	35	0,0029	0,792	1000	1,61	1,26	0,63	1,056	0,57	1,701	1,701	0,569	Autocurage vérifie
R215-214	35	0,0029	0,808	1000	1,61	1,26	0,64	1,060	0,58	1,707	1,707	0,576	Autocurage vérifie
R214-213	35	0,0029	0,825	1000	1,61	1,26	0,65	1,063	0,58	1,712	1,712	0,584	Autocurage vérifie
R213-212	35	0,0029	0,841	1000	1,61	1,26	0,67	1,067	0,59	1,718	1,718	0,592	Autocurage vérifie
R212-211	35	0,0029	0,857	1000	1,61	1,26	0,68	1,070	0,60	1,723	1,723	0,600	Autocurage vérifie
R211-210	35	0,0029	0,874	1000	1,61	1,26	0,69	1,074	0,61	1,729	1,729	0,608	Autocurage vérifie

R210-209	35	0,0029	0,890	1000	1,61	1,26	0,70	1,077	0,62	1,735	1,735	0,616	Autocurage vérifie
R209-208	14	0,0029	0,906	1000	1,61	1,26	0,72	1,081	0,62	1,741	1,741	0,624	Autocurage vérifie
R208-207	35	0,0029	0,923	1000	1,61	1,26	0,73	1,086	0,63	1,748	1,748	0,633	Autocurage vérifie
R207-206	35	0,0029	0,925	1000	1,61	1,26	0,73	1,086	0,63	1,749	1,749	0,634	Autocurage vérifie
R206-205	35	0,0029272	0,942	1000	1,61	1,26	0,75	1,091	0,64	1,757	1,757	0,642	Autocurage vérifie
R205-204	35	0,0029	0,958	1000	1,61	1,26	0,76	1,096	0,65	1,765	1,765	0,650	Autocurage vérifie
R204-203	19	0,0029	0,974	1000	1,61	1,26	0,77	1,101	0,66	1,773	1,773	0,659	Autocurage vérifie
R203-202	35	0,0029	0,991	1000	1,61	1,26	0,78	1,106	0,67	1,781	1,781	0,667	Autocurage vérifie
R202-201	35	0,0029	1,008	1000	1,61	1,26	0,80	1,111	0,68	1,790	1,790	0,675	Autocurage vérifie
R201-200	35	0,0029	1,024	1000	1,61	1,26	0,81	1,117	0,68	1,798	1,798	0,683	Autocurage vérifie
R200-178	35	0,0029	1,033	1000	1,61	1,26	0,82	1,119	0,69	1,802	1,802	0,688	Autocurage vérifie
R178-199	35	0,0029	1,373	1200	1,82	2,06	0,67	1,067	0,59	1,941	1,940	0,712	Autocurage vérifie
R199-198	35	0,0029	1,389	1200	1,82	2,06	0,68	1,070	0,60	1,945	1,944	0,718	Autocurage vérifie
R198-197	35	0,0029	1,406	1200	1,82	2,06	0,68	1,072	0,60	1,949	1,948	0,724	Autocurage vérifie
R197-196	11	0,0029	1,422	1200	1,82	2,06	0,69	1,074	0,61	1,953	1,952	0,730	Autocurage vérifie
R196-195	35	0,0029	1,439	1200	1,82	2,06	0,70	1,076	0,61	1,957	1,956	0,736	Autocurage vérifie
R195-21	35	0,0029	1,452	1200	1,82	2,06	0,71	1,078	0,62	1,960	1,959	0,741	Autocurage vérifie
R56-55	33	0,0186	0,016	300	2,39	0,16	0,10	0,638	0,22	1,526	1,521	0,064	Autocurage vérifie

R55-54	35	0,0186	0,033	300	2,39	0,16	0,21	0,785	0,31	1,877	1,869	0,090	Autocurage vérifié
R54-53	35	0,0186	0,049	300	2,39	0,16	0,31	0,884	0,38	2,114	2,108	0,111	Autocurage vérifié
R53-52	35	0,0186	0,066	300	2,39	0,16	0,41	0,944	0,45	2,257	2,250	0,131	Autocurage vérifié
R52-51	25	0,0186	0,083	300	2,39	0,16	0,51	1,008	0,51	2,411	2,403	0,149	Autocurage vérifié
R51-50	35	0,0186	0,099	300	2,39	0,16	0,62	1,053	0,56	2,519	2,514	0,165	Autocurage vérifié
R50-49	35	0,0186	0,116	300	2,39	0,16	0,72	1,082	0,62	2,587	2,581	0,184	Autocurage vérifié
R49-48	35	0,0186	0,121	300	2,39	0,16	0,75	1,093	0,65	2,614	2,606	0,190	Autocurage vérifié
R313-312	35	0,0226	0,016	300	2,64	0,18	0,09	0,624	0,21	1,646	1,641	0,061	Autocurage vérifié
R312-311	35	0,0226	0,033	300	2,64	0,18	0,19	0,758	0,29	2,002	1,993	0,085	Autocurage vérifié
R311-310	35	0,0226	0,049	300	2,64	0,18	0,28	0,863	0,36	2,278	2,271	0,105	Autocurage vérifié
R310-309	44	0,0020	0,066	400	0,92	0,10	0,67	1,067	0,59	0,980	0,978	0,221	Autocurage vérifié
R309-218	14	0,0020	0,082	400	0,92	0,10	0,83	1,124	0,70	1,032	1,028	0,259	Autocurage vérifié
R188-187	35	0,0171	0,016	300	2,29	0,16	0,11	0,644	0,22	1,478	1,474	0,065	Autocurage vérifié
R187-186	35	0,0171	0,033	300	2,29	0,16	0,21	0,794	0,31	1,823	1,819	0,091	Autocurage vérifié
R186-42	35	0,0171	0,046	300	2,29	0,16	0,30	0,877	0,37	2,012	2,010	0,109	Autocurage vérifié
R42-185	35	0,0171	0,135	300	2,29	0,16	0,87	1,134	0,72	2,604	2,602	0,211	Autocurage vérifié
R185-184	35	0,0171	0,151	300	2,29	0,16	0,98	1,140	0,79	2,617	2,616	0,232	Autocurage vérifié
R184-183	35	0,0171	0,168	400	2,68	0,29	0,58	1,040	0,54	2,793	2,789	0,201	Autocurage vérifié
R183-182	14	0,0171	0,261	400	2,68	0,29	0,90	1,138	0,74	3,056	3,055	0,274	Autocurage vérifié

CHAPITRE V | DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

R182-181	32	0,0171	0,278	400	2,68	0,29	0,95	1,139	0,77	3,059	3,059	0,287	Autocurage vérifie
R181-180	25	0,0171	0,295	500	3,16	0,56	0,52	1,015	0,51	3,210	3,204	0,244	Autocurage vérifie
R180-179	30	0,0171	0,311	500	3,16	0,56	0,55	1,030	0,53	3,259	3,253	0,251	Autocurage vérifie
R179-178	24	0,0171	0,323	500	3,16	0,56	0,57	1,039	0,54	3,288	3,283	0,257	Autocurage vérifie
R47-46	40	0,0243	0,016	300	2,74	0,19	0,09	0,618	0,20	1,692	1,687	0,059	Autocurage vérifie
R46-45	35	0,0243	0,033	300	2,74	0,19	0,18	0,747	0,28	2,045	2,041	0,084	Autocurage vérifie
R45-44	35	0,0243	0,049	300	2,74	0,19	0,27	0,853	0,35	2,333	2,331	0,103	Autocurage vérifie
R44-43	35	0,0243	0,066	300	2,74	0,19	0,36	0,912	0,41	2,496	2,494	0,121	Autocurage vérifie
R43-42	35	0,0243	0,075	300	2,74	0,19	0,40	0,940	0,44	2,573	2,570	0,130	Autocurage vérifie
R194-193	17	0,0082	0,016	300	1,59	0,11	0,15	0,713	0,27	1,133	1,128	0,078	Autocurage vérifie
R193-192	35	0,0082	0,033	300	1,59	0,11	0,31	0,883	0,38	1,404	1,402	0,111	Autocurage vérifie
R192-191	19	0,0082	0,049	300	1,59	0,11	0,46	0,975	0,48	1,549	1,547	0,140	Autocurage vérifie
R191-190	28	0,0082	0,066	300	1,59	0,11	0,61	1,052	0,56	1,673	1,672	0,165	Autocurage vérifie
R190-189	35	0,0082	0,076	300	1,59	0,11	0,71	1,079	0,62	1,715	1,713	0,182	Autocurage vérifie
R28-27	35	0,0370	0,016	300	3,37	0,23	0,07	0,589	0,18	1,986	1,980	0,053	Autocurage vérifie
R27-26	19	0,0370	0,033	300	3,37	0,23	0,15	0,700	0,26	2,360	2,352	0,076	Autocurage vérifie
R26-25	23	0,0358	0,049	300	3,32	0,23	0,22	0,806	0,32	2,676	2,665	0,093	Autocurage vérifie
R25-24	35	0,0477	0,066	300	3,83	0,26	0,26	0,843	0,34	3,231	3,220	0,101	Autocurage vérifie
R24-23	16	0,0239	0,083	300	2,71	0,18	0,45	0,970	0,47	2,632	2,623	0,139	Autocurage vérifie

R23-22	35	0,0358	0,099	300	3,32	0,23	0,44	0,964	0,47	3,203	3,192	0,137	Autocurage vérifié
R22-21	35	0,0358	0,103	300	3,32	0,23	0,46	0,976	0,48	3,241	3,229	0,140	Autocurage vérifié
R21-20	29	0,0054	1,893	1200	2,46	2,78	0,68	1,071	0,60	2,637	2,635	0,721	Autocurage vérifié
R20-19	35	0,0054	1,909	1200	2,46	2,785	0,69	1,072	0,60	2,641	2,639	0,725	Autocurage vérifié
R19-18	35	0,0054	1,917	1200	2,46	2,78	0,69	1,073	0,61	2,643	2,641	0,727	Autocurage vérifié
R290-289	35	0,0508	0,016	300	3,95	0,27	0,06	0,565	0,17	2,236	2,229	0,049	Autocurage vérifié
R289-288	35	0,0391	0,033	300	3,47	0,24	0,14	0,694	0,25	2,408	2,400	0,075	Autocurage vérifié
R288-287	35	0,0386	0,050	300	3,45	0,23	0,21	0,796	0,31	2,742	2,731	0,092	Autocurage vérifié
R287-286	35	0,0325	0,066	300	3,16	0,21	0,31	0,885	0,38	2,802	2,795	0,112	Autocurage vérifié
R286-115	34	0,0204	0,077	300	2,51	0,17	0,46	0,973	0,48	2,440	2,431	0,140	Autocurage vérifié
R129-128	35	0,0063	0,016	300	1,39	0,09	0,18	0,745	0,28	1,036	1,032	0,083	Autocurage vérifié
R128-127	5	0,0063	0,019	300	1,39	0,09	0,20	0,781	0,30	1,086	1,082	0,089	Autocurage vérifié
R127-126	35	0,0063	0,035	300	1,39	0,09	0,38	0,925	0,43	1,287	1,283	0,126	Autocurage vérifié
R126-125	35	0,0063	0,052	300	1,39	0,094	0,56	1,031	0,53	1,434	1,429	0,155	Autocurage vérifié
R125-123	46	0,0121	0,074	300	1,93	0,13	0,57	1,036	0,54	2,000	1,995	0,157	Autocurage vérifié
R123-122	35	0,0090	0,090	300	1,67	0,11	0,80	1,114	0,68	1,857	1,851	0,200	Autocurage vérifié
R122-121	35	0,0057	0,107	400	1,55	0,17	0,64	1,060	0,58	1,643	1,640	0,214	Autocurage vérifié
R121-119	38	0,0100	0,125	400	2,05	0,22	0,57	1,035	0,53	2,120	2,114	0,199	Autocurage vérifié
R119-117	39	0,0040	0,144	500	1,53	0,272	0,53	1,018	0,52	1,556	1,550	0,245	Autocurage vérifié

CHAPITRE V | DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

R117-115	49	0,0020	0,167	500	1,08	0,19	0,87	1,135	0,72	1,229	1,226	0,342	Autocurage vérifié
R115-114	35	0,0020	0,262	600	1,25	0,34	0,77	1,100	0,66	1,373	1,368	0,387	Autocurage vérifié
R114-113	35	0,0053	0,278	600	1,53	0,42	0,67	1,068	0,59	1,628	1,625	0,350	Autocurage vérifié
R113-112	35	0,0063	0,295	600	1,66	0,45	0,65	1,063	0,58	1,765	1,761	0,344	Autocurage vérifié
R112-111	35	0,0063	0,311	600	1,66	0,45	0,69	1,073	0,61	1,781	1,777	0,357	Autocurage vérifié
R111-21	17	0,0063	0,320	600	1,66	0,45	0,71	1,078	0,62	1,789	1,785	0,364	Autocurage vérifié

Tableau V- 2 : pour le réseau d'assainissement du deuxième point de raccordement.

Tronçon	D_{ist} (m)	I (m/m)	Q_t (m³/s)	D_{nor} (mm)	V_{ps} (m/s)	Q_{ps} (m³/s)	R_q	R_v	R_h	V (m/s)	V_{min} (m/s)	H (mm)	Vitesse Autocurage
R1-154	35,0002	0,0035	0,500	800	2,01	1,009	0,50	0,998	0,50	2,004	1,935	0,397	Autocurage vérifie
R154-153	35,0002	0,0035	0,516	800	2,01	1,01	0,51	1,008	0,51	2,024	1,957	0,404	Autocurage vérifie
R153-152	35,0002	0,0035	0,533	800	2,01	1,01	0,53	1,017	0,51	2,043	1,978	0,412	Autocurage vérifie
R152-151	35,0002	0,0035	0,550	800	2,01	1,01	0,55	1,026	0,52	2,061	1,999	0,419	Autocurage vérifie
R151-150	35,0002	0,0035	0,567	800	2,01	1,01	0,56	1,034	0,53	2,077	2,020	0,426	Autocurage vérifie
R150-149	35,0002	0,0035	0,584	800	2,01	1,01	0,58	1,041	0,54	2,091	2,039	0,434	Autocurage vérifie
R149-148	35,0002	0,0035	0,601	800	2,01	1,01	0,60	1,047	0,55	2,103	2,057	0,441	Autocurage vérifie
R148-147	35,0002	0,0035	0,618	800	2,01	1,01	0,61	1,052	0,56	2,114	2,073	0,449	Autocurage vérifie
R147-146	33,1325	0,0035	0,634	800	2,01	1,01	0,63	1,057	0,57	2,123	2,087	0,456	Autocurage vérifie
R146-145	35,0002	0,0035	0,650	800	2,01	1,01	0,65	1,062	0,58	2,132	2,099	0,464	Autocurage vérifie

Tronçon	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	D _{nor} (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	V _{min} (m/s)	H (mm)	Vitesse Autocurage
R145-144	35,000	0,0035	0,667	800	2,01	1,01	0,66	1,066	0,59	2,141	2,111	0,472	Autocurage vérifie
R144-143	28,279	0,0035	0,681	800	2,01	1,01	0,14	0,692	0,25	1,389	1,389	0,203	Autocurage vérifie
R143-142	35,0002	0,0035	0,698	800	2,01	1,01	0,69	1,074	0,61	2,157	2,128	0,487	Autocurage vérifie
R142-141	35,0002	0,0035	0,715	800	2,01	1,01	0,71	1,079	0,62	2,167	2,137	0,495	Autocurage vérifie
R141-140	35,0002	0,0035	0,732	800	2,01	1,01	0,73	1,084	0,63	2,178	2,145	0,503	Autocurage vérifie
R140-139	35,0002	0,0035	0,748	600	1,24	1,01	0,73	1,131	0,64	2,010	2,245	0,511	Autocurage vérifie
R139-138	33,9211	0,0035	0,765	800	2,01	1,01	0,76	1,096	0,65	2,201	2,163	0,520	Autocurage vérifie
R138-137	35,0002	0,0035	0,782	800	2,01	1,01	0,78	1,102	0,66	2,215	2,174	0,529	Autocurage vérifie
R137-136	35,0002	0,0035	0,799	800	2,01	1,01	0,79	1,109	0,67	2,228	2,185	0,537	Autocurage vérifie
R136-135	35,0002	0,0035	0,815	800	2,01	1,01	0,81	1,116	0,68	2,242	2,197	0,546	Autocurage vérifie

Tronçon	D _{ist} (m)	I (m/m)	Q _t (m ³ /s)	D _{nor} (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	V _{min} (m/s)	H (mm)	Vitesse Autocurage
R135-134	35,000	0,0035	0,832	800	1,90	0,95	0,87	1,135	0,72	2,157	2,124	0,577	Autocurage vérifie
R134-133	35,000	0,0035	0,849	1000	1,30	1,02	0,83	1,125	0,70	1,462	1,434	0,697	Autocurage vérifie
R133-98	46,184	0,0035	0,871	1000	1,04	1,07	0,81	1,140	0,7	1,191	1,67	0,701	Autocurage vérifie
R98-131	35,000	0,0035	1,659	1000	2,33	1,83	0,91	1,139	0,74	2,655	2,646	0,742	Autocurage vérifie
R131-130	35,000	0,0035	1,676	300	1,04	0,07	0,92	1,139	0,75	2,655	2,648	0,750	Autocurage vérifie
R130-61	23,065	0,0035	1,687	1000	2,33	1,83	0,92	1,139	0,75	2,656	2,651	0,751	Autocurage vérifie
R61-314	45,384	0,0035	2,702	1200	2,63	2,98	0,91	1,139	0,74	2,998	2,993	0,891	Autocurage vérifie
R17-16	35,004	0,0035	0,016	300	1,04	0,07	0,23	0,814	0,32	0,850	0,848	0,097	Autocurage vérifie
R16-15	35,004	0,0035	0,033	300	1,04	0,07	0,46	0,973	0,47	1,017	1,014	0,142	Autocurage vérifie
R15-14	35,004	0,0035	0,050	300	1,04	0,07	0,69	1,072	0,60	1,120	1,118	0,181	Autocurage vérifie

CHAPITRE V | DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

Tronçon	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	D _{nor} (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	V _{min} (m/s)	H (mm)	Vitesse Autocurage
R14-13	35,0041	0,0035	0,116	400	1,27	0,16	0,73	1,087	0,63	1,375	1,198	0,254	Autocurage vérifie
R13-12	35,0041	0,0035	0,133	400	1,27	0,16	0,84	1,127	0,70	1,426	1,281	0,281	Autocurage vérifie
R12-11	35,0041	0,0035	0,150	400	1,27	0,16	0,95	1,139	0,77	1,442	1,337	0,306	Autocurage vérifie
R11-10	35,0041	0,0035	0,167	500	1,47	0,29	0,58	1,041	0,54	1,529	1,379	0,271	Autocurage vérifie
R10-9	45,7589	0,0035	0,189	500	1,47	0,29	0,66	1,065	0,59	1,563	1,450	0,293	Autocurage vérifie
R9-8	24,2464	0,0035	0,376	600	1,66	0,47	0,80	1,114	0,68	1,847	1,780	0,407	Autocurage vérifie
R8-7	35,0001	0,0035	0,393	600	1,66	0,47	0,84	1,127	0,70	1,869	1,798	0,421	Autocurage vérifie
R7-6	35,0001	0,0035	0,410	600	1,66	0,47	0,88	1,136	0,72	1,883	1,820	0,434	Autocurage vérifie
R6-5	35,0001	0,0035	0,427	600	1,66	0,47	0,91	1,139	0,74	1,889	1,843	0,447	Autocurage vérifie
R5-4	35,0001	0,0034504	0,443	600	1,66	0,47	0,95	1,139	0,77	1,889	1,865	0,460	Autocurage vérifie
R4-3	35,0001	0,0035	0,460	600	1,66	0,47	0,98	1,141	0,79	1,892	1,881	0,476	Autocurage vérifie
R3-1	46,3408	0,0035	0,483	800	2,01	1,01	0,48	0,987	0,49	1,983	1,914	0,390	Autocurage vérifie
R41-40	35,0039	0,0035	0,016	300	1,04	0,07	0,23	0,814	0,32	0,850	0,848	0,097	Autocurage vérifie
R40-39	35,0039	0,0035	0,033	300	1,04	0,07	0,46	0,973	0,47	1,017	1,014	0,142	Autocurage vérifie
R39-38	35,0039	0,0035	0,050	300	1,04	0,07	0,69	1,072	0,60	1,120	1,118	0,181	Autocurage vérifie
R38-37	31,5463	0,0035	0,065	300	1,04	0,07	0,89	1,138	0,73	1,189	1,188	0,220	Autocurage vérifie

R37-36	35,0039	0,0035	0,115	400	1,27	0,16	0,73	1,084	0,63	1,372	1,370	0,252	Autocurage vérifié
R36-35	35,0028	0,0035	0,132	400	1,27	0,16	0,83	1,125	0,70	1,423	1,420	0,279	Autocurage vérifié

CHAPITRE V | DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

Tronçon	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	D _{nor} (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	V _{min} (m/s)	H (mm)	Vitesse Autocurage
R35-34	35,0028	0,0035	0,149	400	1,27	0,16	0,94	1,139	0,76	1,442	1,442	0,304	Autocurage vérifié
R34-33	35,0028	0,0035	0,166	500	1,47	0,29	0,58	1,040	0,54	1,527	1,524	0,270	Autocurage vérifié
R33-32	35,0028	0,0035	0,182	500	1,47	0,29	0,63	1,059	0,57	1,555	1,553	0,287	Autocurage vérifié
R32-31	35,0028	0,0035	0,199	500	1,47	0,29	0,69	1,074	0,61	1,577	1,575	0,304	Autocurage vérifié
R31-30	35,0028	0,0035	0,216	500	1,47	0,29	0,75	1,093	0,65	1,606	1,602	0,323	Autocurage vérifié
R30-29	14,2077	0,0035	0,223	500	1,47	0,29	0,78	1,103	0,66	1,619	1,616	0,331	Autocurage vérifié
R60-59	35,0036	0,0035	0,016	300	1,04	0,07	0,23	0,814	0,32	0,850	0,848	0,097	Autocurage vérifié
R59-58	35,0036	0,0035	0,033	300	1,04	0,07	0,46	0,973	0,47	1,017	1,014	0,142	Autocurage vérifié
R58-57	32,9	0,0035	0,049	300	1,04	0,07	0,67	1,068	0,60	1,116	1,115	0,179	Autocurage vérifié
R86-85	35,001	0,0035	0,016	300	1,04	0,07	0,23	0,814	0,32	0,850	0,848	0,097	Autocurage vérifié
R85-84	35,001	0,0035	0,033	300	1,04	0,07	0,46	0,973	0,47	1,017	1,014	0,142	Autocurage vérifié
R84-83	35,001	0,0035	0,050	300	1,04	0,07	0,69	1,072	0,60	1,120	1,118	0,181	Autocurage vérifié
R83-82	24,5995	0,0035	0,062	300	1,04	0,07	0,85	1,129	0,71	1,179	1,177	0,212	Autocurage vérifié
R82-81	35,001	0,0035	0,135	400	1,27	0,16	0,85	1,130	0,71	1,430	1,428	0,283	Autocurage vérifié
R81-80	35,001	0,0035	0,152	400	1,27	0,16	0,96	1,139	0,77	1,442	1,442	0,309	Autocurage vérifié
R80-79	35,001	0,0035	0,168	500	1,47	0,29	0,59	1,043	0,55	1,532	1,530	0,273	Autocurage vérifié

R79-78	35,001	0,0035	0,185	500	1,47	0,29	0,64	1,061	0,58	1,559	1,557	0,290	Autocurage vérifié
R78-77	35,001	0,0035	0,202	500	1,47	0,29	0,70	1,077	0,62	1,582	1,579	0,308	Autocurage vérifié

CHAPITRE V | DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

Tronçon	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	D _{nor} (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	V _{min} (m/s)	H (mm)	Vitesse Autocurage
R77-76	35,001	0,0035	0,219	500	1,47	0,29	0,76	1,097	0,65	1,611	1,608	0,326	Autocurage vérifie
R76-74	44,3326	0,0035	0,240	500	1,47	0,29	0,84	1,126	0,70	1,653	1,650	0,350	Autocurage vérifie
R74-73	13,6382	0,0035	0,573	800	2,01	1,01	0,57	1,036	0,54	2,082	2,078	0,429	Autocurage vérifie
R73-72	35,001	0,0035	0,590	800	2,01	1,01	0,59	1,043	0,55	2,096	2,092	0,436	Autocurage vérifie
R72-71	35,001	0,0035	0,607	800	2,01	1,01	0,60	1,049	0,55	2,107	2,104	0,444	Autocurage vérifie
R71-70	35,001	0,0035	0,624	800	2,01	1,01	0,62	1,054	0,56	2,118	2,115	0,451	Autocurage vérifie
R70-69	35,001	0,0035	0,641	800	2,01	1,01	0,64	1,059	0,57	2,127	2,124	0,459	Autocurage vérifie
R69-68	35,001	0,0035	0,658	800	2,01	1,01	0,65	1,063	0,58	2,136	2,133	0,467	Autocurage vérifie
R68-67	35,001	0,0035	0,675	800	2,01	1,01	0,67	1,068	0,59	2,145	2,142	0,475	Autocurage vérifie
R67-66	14,4592	0,0035	0,682	800	2,01	1,01	0,68	1,069	0,60	2,148	2,145	0,479	Autocurage vérifie
R66-65	31,7928	0,0035	0,812	800	2,01	1,01	0,81	1,115	0,68	2,239	2,234	0,544	Autocurage vérifie
R65-64	25,0012	0,0035	0,824	800	2,01	1,01	0,82	1,119	0,69	2,248	2,243	0,550	Autocurage vérifie
R64-63	30,4873	0,0035	0,839	800	2,01	1,01	0,83	1,124	0,70	2,259	2,254	0,557	Autocurage vérifie
R63-244	24,3556	0,0035	0,851	800	2,01	1,01	0,84	1,128	0,70	2,266	2,262	0,563	Autocurage vérifie
R244-61	39,9424	0,0035	0,993	800	2,01	1,01	0,98	1,141	0,79	2,292	2,291	0,636	Autocurage vérifie
R92-91	35,0024	0,0035	0,016	300	1,04	0,07	0,23	0,814	0,32	0,850	0,848	0,097	Autocurage vérifie

R91-90	35,0024	0,0035	0,033	300	1,04	0,07	0,46	0,973	0,47	1,017	1,014	0,142	Autocurage vérifié
R90-89	35,0024	0,0035	0,050	300	1,04	0,07	0,69	1,072	0,60	1,120	1,118	0,181	Autocurage vérifié

CHAPITRE V | DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

Tronçon	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	D _{nor} (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	V _{min} (m/s)	H (mm)	Vitesse Autocurage
R89-88	35,0024	0,003	0,067	300	1,04	0,07	0,91	1,139	0,75	1,190	1,190	0,224	Autocurage vérifie
R88-87	17,3143	0,003	0,075	400	1,27	0,16	0,48	0,986	0,49	1,248	1,245	0,194	Autocurage vérifie
R97-96	35,0001	0,003	0,016	300	1,04	0,07	0,23	0,814	0,32	0,850	0,848	0,097	Autocurage vérifie
R96-95	18,8599	0,003	0,025	300	1,04	0,07	0,35	0,910	0,41	0,951	0,949	0,123	Autocurage vérifie
R95-29	28,0854	0,003	0,060	300	1,04	0,07	0,82	1,119	0,69	1,169	1,166	0,206	Autocurage vérifie
R29-94	35,0001	0,003	0,300	600	1,66	0,47	0,64	1,061	0,58	1,759	1,756	0,346	Autocurage vérifie
R94-93	35,0001	0,003	0,3174	600	1,66	0,47	0,68	1,070	0,60	1,774	1,772	0,359	Autocurage vérifie
R93-74	18,6702	0,003	0,326	600	1,66	0,47	0,70	1,075	0,61	1,783	1,780	0,367	Autocurage vérifie
R110-109	23,4021	0,003	0,011	300	1,04	0,07	0,15	0,710	0,26	0,742	0,740	0,079	Autocurage vérifie
R109-108	35,0011	0,003	0,231	500	1,47	0,29	0,80	1,114	0,68	1,636	1,632	0,340	Autocurage vérifie
R108-107	16,2697	0,003	0,239	500	1,47	0,288	0,83	1,124	0,70	1,651	1,647	0,348	Autocurage vérifie
R107-106	35,0011	0,003	0,462	600	1,66	0,47	0,99	1,141	0,80	1,892	1,891	0,478	Autocurage vérifie
R106-105	35,0011	0,003	0,479	800	2,01	1,01	0,47	0,984	0,48	1,978	1,973	0,388	Autocurage vérifie
R105-87	29,2841	0,003	0,493	800	2,01	1,01	0,49	0,993	0,49	1,995	1,990	0,394	Autocurage vérifie
R87-104	35,0003	0,003	0,585	800	2,01	1,01	0,58	1,041	0,54	2,092	2,088	0,434	Autocurage vérifie
R104-103	35,0003	0,003	0,602	800	2,01	1,01	0,60	1,047	0,55	2,104	2,101	0,442	Autocurage vérifie

R103-102	35,0003	0,003	0,619	800	2,01	1,01	0,61	1,053	0,56	2,115	2,112	0,449	Autocurage vérifié
-----------------	---------	-------	-------	-----	------	------	------	-------	------	-------	-------	-------	--------------------

CHAPITRE V | DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

Tronçon	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	D _{nor} (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	V _{min} (m/s)	H (mm)	Vitesse Autocurage
R101-100	35,0006	0,003	0,737	800	2,01	1,01	0,73	1,086	0,63	2,181	2,177	0,506	Autocurage vérifié
R100-99	35,0006	0,003	0,754	800	2,01	1,01	0,75	1,092	0,64	2,193	2,189	0,515	Autocurage vérifié
R99-98	33,681	0,003	0,771	800	2,01	1,009	0,76	1,098	0,65	2,206	2,201	0,523	Autocurage vérifié
R177-176	35,0012	0,003	0,016	300	1,04	0,07	0,23	0,814	0,32	0,850	0,848	0,097	Autocurage vérifié
R176-175	35,0012	0,003	0,033	300	1,04	0,07	0,46	0,973	0,47	1,017	1,014	0,142	Autocurage vérifié
R175-174	35,0012	0,003	0,050	300	1,04	0,07	0,69	1,072	0,60	1,120	1,118	0,181	Autocurage vérifié
R174-173	35,0012	0,003	0,067	300	1,04	0,07	0,91	1,139	0,75	1,190	1,190	0,224	Autocurage vérifié
R173-172	35,0012	0,003	0,084	400	1,27	0,159	0,53	1,018	0,52	1,288	1,285	0,206	Autocurage vérifié
R172-171	35,0001	0,003	0,101	400	1,27	0,16	0,64	1,059	0,57	1,341	1,339	0,230	Autocurage vérifié
R171-170	35,0001	0,003	0,118	400	1,27	0,16	0,74	1,090	0,64	1,380	1,377	0,256	Autocurage vérifié
R170-169	35,0001	0,003	0,134	400	1,27	0,16	0,85	1,130	0,71	1,430	1,427	0,283	Autocurage vérifié
R169-168	35,0001	0,003	0,151	400	1,27	0,16	0,96	1,139	0,77	1,442	1,442	0,309	Autocurage vérifié
R168-9	49,0835	0,003	0,175	500	1,47	0,29	0,61	1,051	0,56	1,544	1,541	0,279	Autocurage vérifié
R242-241	35,001	0,003	0,016	300	1,04	0,07	0,23	0,814	0,32	0,850	0,848	0,097	Autocurage vérifié

R241-240	35,001	0,003	0,033	300	1,04	0,07	0,46	0,973	0,47	1,017	1,014	0,142	Autocurage vérifié
R240-239	35,001	0,003	0,050	300	1,04	0,07	0,69	1,072	0,60	1,120	1,118	0,181	Autocurage vérifié

CHAPITRE V | DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

Tronçon	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	D_{nor} (mm)	V_{ps} (m/s)	Q_{ps} (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	V_{min} (m/s)	H (mm)	Vitesse Autocurage
R238-101	35,4997	0,003	0,084	400	1,27	0,16	0,53	1,019	0,52	1,289	1,286	0,207	Autocurage vérifie
R252-251	35,0002	0,003	0,016	300	1,45	0,10	0,14	0,692	0,25	1,003	1,003	0,076	Autocurage vérifie
R251-250	35,0002	0,003	0,033	300	1,04	0,07	0,46	0,973	0,47	1,017	1,014	0,142	Autocurage vérifie
R250-248	41,1211	0,003	0,053	300	1,04	0,07	0,73	1,084	0,63	1,132	1,130	0,189	Autocurage vérifie
R248-247	35,0002	0,0035	0,070	300	1,04	0,07	0,95	1,139	0,77	1,190	1,190	0,231	Autocurage vérifie
R247-246	35,0002	0,0035	0,087	600	1,66	0,47	0,19	1,131	0,29	4,010	1,255	0,175	Autocurage vérifie
R246-245	35,0002	0,0035	0,104	400	1,27	0,16	0,66	1,064	0,59	1,347	1,345	0,234	Autocurage vérifie
R245-244	38,5456	0,0035	0,122	400	1,27	0,16	0,77	1,101	0,66	1,394	1,391	0,264	Autocurage vérifie
R264-263	35,0007	0,0035	0,016	300	1,04	0,07	0,23	0,814	0,32	0,850	0,848	0,097	Autocurage vérifie
R263-262	35,0007	0,0035	0,033	300	1,04	0,07	0,46	0,973	0,47	1,017	1,014	0,142	Autocurage vérifie
R262-261	35,0007	0,0035	0,050	600	1,90	0,54	0,09	0,625	0,21	1,188	1,186	0,124	Autocurage vérifie
R261-260	21,6519	0,0035	0,061	300	1,59	0,11	0,54	1,025	0,52	1,629	1,626	0,157	Autocurage vérifie
R260-259	35,0007	0,0035	0,097	400	1,27	0,16	0,61	1,140	0,56	1,443	1,330	0,224	Autocurage vérifie
R259-258	35,0007	0,0035	0,114	400	1,27	0,16	0,72	1,082	0,62	1,369	1,366	0,250	Autocurage vérifie
R258-257	35,0007	0,0035	0,131	400	1,27	0,16	0,82	1,122	0,69	1,420	1,417	0,277	Autocurage vérifie
R257-256	35,0007	0,0035	0,147	400	1,27	0,16	0,93	1,139	0,76	1,442	1,442	0,302	Autocurage vérifie

R256-255	35,0007	0,0035	0,164	500	1,47	0,29	0,57	1,038	0,54	1,524	1,521	0,269	Autocurage vérifié
R255-254	35,0007	0,0035	0,181	500	1,47	0,29	0,63	1,058	0,57	1,553	1,551	0,285	Autocurage vérifié

CHAPITRE V | DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

Tronçon	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	D _{nor} (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	V _{min} (m/s)	H (mm)	Vitesse Autocurage
R254-253	35,0007	0,0035	0,198	500	1,47	0,29	0,69	1,073	0,61	1,576	1,573	0,303	Autocurage vérifie
R253-107	15,4919	0,0035	0,205	500	1,47	0,29	0,71	1,081	0,62	1,587	1,584	0,311	Autocurage vérifie
R276-275	35,0006	0,0035	0,016	300	1,04	0,07	0,23	0,814	0,32	0,850	0,848	0,097	Autocurage vérifie
R275-274	35,0006	0,0035	0,033	300	1,04	0,07	0,46	0,973	0,47	1,017	1,014	0,142	Autocurage vérifie
R274-273	35,0006	0,0035	0,050	300	1,04	0,07	0,69	1,072	0,60	1,120	1,118	0,181	Autocurage vérifie
R273-272	24,3359	0,0035	0,062	300	1,04	0,07	0,84	1,129	0,70	1,179	1,177	0,211	Autocurage vérifie
R272-271	35,0006	0,0035	0,094	400	1,27	0,16	0,60	1,047	0,55	1,325	1,323	0,221	Autocurage vérifie
R271-270	35,0006	0,0035	0,111	400	1,27	0,16	0,70	1,077	0,61	1,363	1,361	0,246	Autocurage vérifie
R270-269	35,0006	0,0035	0,128	400	1,27	0,16	0,81	1,116	0,68	1,412	1,409	0,273	Autocurage vérifie
R269-268	35,0006	0,0035	0,145	400	1,27	0,16	0,92	1,139	0,75	1,442	1,441	0,299	Autocurage vérifie
R268-267	35,0006	0,0035	0,162	500	1,47	0,29	0,56	1,034	0,53	1,519	1,516	0,267	Autocurage vérifie
R267-266	35,0006	0,0035	0,179	500	1,47	0,29	0,62	1,055	0,57	1,550	1,547	0,283	Autocurage vérifie
R266-265	21,8644	0,0035	0,189	500	1,47	0,29	0,66	1,065	0,59	1,564	1,562	0,294	Autocurage vérifie
R265-109	28,3047	0,0035	0,203	500	1,47	0,29	0,71	1,078	0,62	1,583	1,580	0,308	Autocurage vérifie
R278-277	35,0038	0,0035	0,016	300	1,04	0,07	0,23	0,814	0,32	0,850	0,848	0,097	Autocurage vérifie
R277-37	32,8959	0,0035	0,032	300	1,04	0,07	0,44	0,964	0,47	1,007	1,005	0,140	Autocurage vérifie

R282-281	35,0001	0,0035	0,016	300	1,04	0,07	0,23	0,814	0,32	0,850	0,848	0,097	Autocurage vérifié
-----------------	---------	--------	-------	-----	------	------	------	-------	------	-------	-------	-------	--------------------

CHAPITRE V | DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

Tronçon	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	D _{nor} (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	V _{min} (m/s)	H (mm)	Vitesse Autocurage
R280-82	45,8167	0,0035	0,055	300	1,04	0,07	0,76	1,095	0,65	1,144	1,142	0,195	Autocurage vérifie
R283-272	32,4392	0,0035	0,015	300	1,04	0,07	0,21	0,793	0,31	0,829	0,826	0,093	Autocurage vérifie
R285-284	22,6938	0,0035	0,010	300	1,04	0,07	0,15	0,703	0,26	0,735	0,733	0,078	Autocurage vérifie
R284-260	17,5153	0,0035	0,019	300	1,04	0,07	0,26	0,849	0,35	0,887	0,885	0,104	Autocurage vérifie
R292-291	35,0026	0,0035	0,016	300	1,04	0,07	0,23	0,814	0,32	0,850	0,848	0,097	Autocurage vérifie
R291-95	7,96913	0,0035	0,020	300	1,04	0,07	0,28	0,864	0,36	0,903	0,901	0,108	Autocurage vérifie
R299-298	35,0003	0,0035	0,016	300	1,04	0,07	0,23	0,814	0,32	0,850	0,848	0,097	Autocurage vérifie
R298-297	35,0003	0,0035	0,033	300	1,04	0,07	0,46	0,973	0,47	1,017	1,014	0,142	Autocurage vérifie
R297-296	35,0003	0,0035	0,050	300	1,04	0,07	0,69	1,072	0,60	1,120	1,118	0,181	Autocurage vérifie
R296-295	35,0003	0,0035	0,067	300	1,04	0,07	0,91	1,139	0,75	1,190	1,190	0,224	Autocurage vérifie
R295-294	35,0003	0,0035	0,084	400	1,27	0,16	0,53	1,018	0,52	1,288	1,285	0,206	Autocurage vérifie
R294-293	35,0003	0,0035	0,101	400	1,27	0,16	0,64	1,059	0,57	1,341	1,339	0,230	Autocurage vérifie
R293-66	29,3872	0,0035	0,115	400	1,27	0,16	0,73	1,084	0,63	1,372	1,369	0,252	Autocurage vérifie

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons abordé le côté hydraulique à savoir le dimensionnement du réseau d'évacuation d'eaux usées et d'eaux pluviales. D'après les tableaux de calcul hydraulique que l'on a fait précédemment, et qui vise essentiellement la détermination des diamètres de ces collecteurs tout en vérifiant les vitesses d'autocurage, nous constatons que les vitesses d'auto curage sont admissibles.

CHAPITRE VI

LES ELEMENTS CONSTITUTIFS

DU RESEAU

Introduction :

L'objectif du réseau d'assainissement est de recueillir les eaux usées et pluviales, ce qui entraîne une préservation de l'environnement.

Pour atteindre au mieux ses objectifs, le réseau d'assainissement est constitué de divers équipements dont on peut identifier :

- Les ouvrages principaux : constituant l'ensemble du réseau depuis l'entrée de l'effluent jusqu'à sa sortie vers la station d'épuration.
- Les ouvrages annexes : qui comprennent toutes les installations menant à une exploitation rationnelle du réseau tels : les regards, les bouches d'égout, les déversoirs d'orages, ...etc.

VI.1. Les ouvrages principaux :

Les ouvrages principaux sont tous les éléments nécessaires à l'évacuation de l'effluent hors du réseau d'assainissement, entre autres les canalisations et les joints.

VI.1.1. Les canalisations

Les composants essentiels du système d'évacuation sont présentés sous différentes formes:

- Les conduites circulaires : Les conduites circulaires sont plus couramment employées pour les sections faibles que les autres formes, définies par leurs diamètres nominaux en mm.
- Les conduites ovoïdes : Les conduites circulaires de diamètre supérieur à 800 mm sont généralement remplacées par ces conduites, afin d'éviter le problème d'auto-curage, désignées par leurs hauteurs intérieures en cm.

VI.1.2. Critères du choix de conduite :

Afin de sélectionner les différents types de conduite, il est essentiel de prendre en considération :

- ✓ Des pentes du terrain ;
- ✓ Des diamètres utilisés ;
- ✓ De la nature du sol traversé ;
- ✓ De la nature chimique des eaux usées ;
- ✓ Des efforts extérieurs dus au remblai.

VI.1.3. Types de matériaux :**- Conduite en fonte :**

Ce genre de conduites se distingue par leur composition en fonte, ce qui les rend inoxydables et solides, ce qui les rend indispensables pour la sécurité. En général, elles sont employées dans les raffineries de pétrole afin d'évacuer les eaux usées industrielles.

- Conduite en amiante ciment :

Il s'agit de conduites équipées d'un enduit antiacide à l'intérieur de la paroi. Les diamètres habituels sont compris entre 80 et 500 mm, tandis que les longueurs utiles sont comprises entre 0,5 et 5 mètres.

➤ Joint :

On emploie des joints sans emboîtement pour assembler ces types de conduites. On peut observer :

- ✓ Le joint « Everitube » ;
- ✓ Le joint « Eternit », fabriqué pour l'assemblage des conduites à bout lisses.

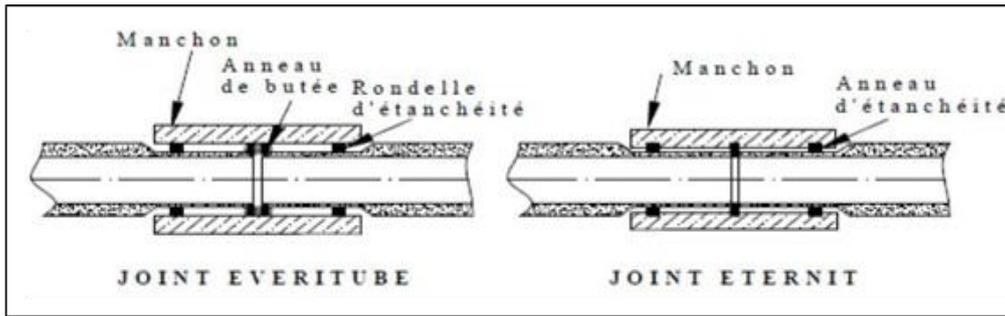


Figure VI- 1: Joints sur tuyaux en amiante ciment.

- **Conduite en grès :**

Les conduites en grès se distinguent par leur extrême dureté et leur résistance exceptionnelle aux agressions chimiques ou climatiques. On obtient cette résistance en cuisson à une température supérieure à 1200 °C. Les longueurs utiles de ces conduites peuvent être livrées à 1.0m, 1.5m et 2.0m.

➤ Joints :

Ces conduites sont assemblées à l'aide de trois types de joints :

- ✓ Joints au mortier de ciment.
- ✓ Joints avec corde goudronnée et mortier de ciment
- ✓ Joints à double anneaux.

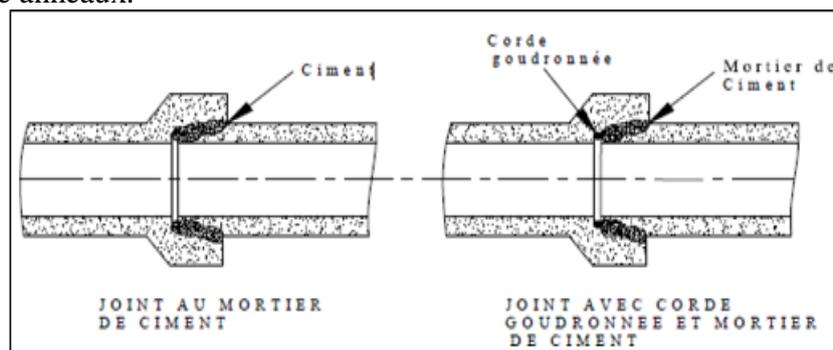


Figure VI- 2: Joints sur tuyau en grès.

- **Conduite en matière plastique :**

Les conduites en plastique présentent une grande résistance à la corrosion, une inertie et une stabilité face à de nombreux réactifs chimiques. On peut distinguer :

- ✓ Les conduites en matières thermodurcissables.
- ✓ Les conduites en matières thermoplastiques.

➤ Joint :

Il est possible d'assembler ces conduites soit par collage, soit par des bagues d'étanchéité.

➔ Pour notre projet, nous avons choisi des conduites en Béton armé et en PVC pour notre réseau vu ses avantages cités au-dessus.

- **Conduite en béton armé :**

La conduite en béton armé est constituée de l'armature suivante :

- ✓ Généatrices disposées en parallèle le long de la canalisation ;
- ✓ Cercles disposés de telle façon à former les grilles avec les génératrices.

➤ Fabrication :

Il existe trois méthodes de production :

- ✓ La vibration : les conduites vibrées sont fabriquées à l'aide de trois dispositifs :
 - Vibrateurs fixe ou mobiles.
 - Table vibrante.

- Noyau vibrant.
- ✓ La centrifugation : Le béton peut être coulé en présence d'armatures dans un moule animé à une vitesse de rotation dynamique.
- ✓ Le compactage : En général, les conduites compactées ne sont pas armées, avec un diamètre compris entre 100 et 1200 mm.
- Joint :
Pour relier les tuyaux en béton armé ou non armé, il existe cinq types de joints différents:
- ✓ Joint type Rocla.
- ✓ Joint torique.
- ✓ Joint à 1/2 emboitement.
- ✓ Joint à coller.
- ✓ Joint plastique.

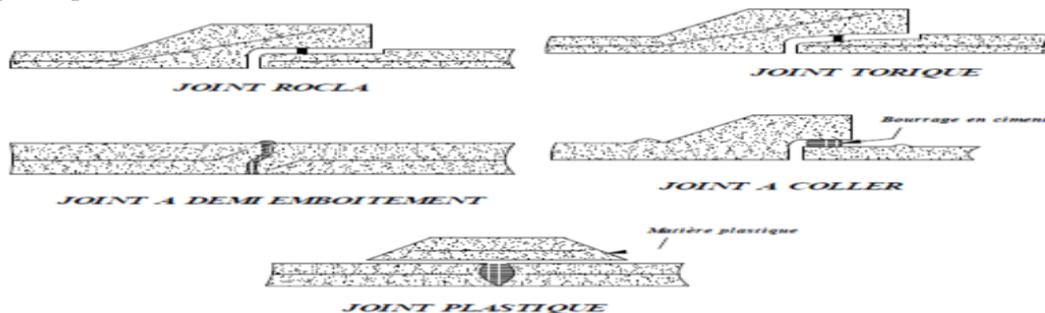


Figure VI- 3: Joints sur tuyaux en béton

VI.1.4. Les essais de conduites préfabriqués :

Afin de garantir la bonne marche des conduites préfabriquées, il est nécessaire de réaliser de nombreux tests, tels que les tests d'écrasement, d'étanchéité et de corrosion.

A. Essai à l'écrasement :

L'essai à l'écrasement se fait par presse automatique avec enregistrement des efforts, Il est important de les répartir de manière uniforme sur la génératrice supérieure de la conduite.

B. Essai d'étanchéité :

L'essai d'étanchéité est obligatoire à l'usine et sur chantier.

- **A l'usine :** La conduite est maintenue debout (béton) remplie d'eau, la diminution du niveau de ce dernier, ne doit pas dépasser 2 cm en 24 heures.
- **Sur chantier :** Un des trois essais peut être envisagé :
 - L'essai à l'eau.
 - L'essai à la fumée.
 - L'essai à l'air sous pression.

C. Essai de corrosion (chimique) :

Les conduites en béton ou en amiante ciment, sont les plus gravement corrodées par l'hydrogène sulfuré (H₂S) produit par les fermentations anaérobies. La prolifération de bactéries, qui commencent à produire de l'acide sulfurique, entraîne une diminution du pH superficiel du béton à la suite du lessivage de la chaux excessive et de la carbonatation de la surface par le gaz carbonique. Cette situation favorise la prolifération rapide de bactéries acidophiles et entraîne une progression du processus de corrosion vers l'intérieur du béton.

La corrosion peut être évaluée en ajoutant divers acides (acide chlorhydrique, acide nitrique, acide sulfurique...). Après avoir été lavé à l'eau douce et séché à l'étuve, l'échantillon est pesé. Il est important de ne pas modifier les surfaces de la paroi interne.

VI.1.5. Les remèdes :

Les remèdes qu'il est possible de proposer pour lutter contre l'action des sulfures sont de deux natures :

- Remèdes hydrauliques.

- Remèdes Chimiques.

VI.1.6. Pose de canalisation :

A. Les conditions de pose :

Les conditions principales lors de la mise en place des canalisations sont les suivantes :

- La canalisation doit être enterrée sous une couverture d'au moins 80 cm au départ ;
- Il ne faut pas en effet que la conduite soit déformée par la surcharge de terre ou le passage de charges ;
- Les canalisations d'eau usée et pluviale sont souvent posées en parallèles dans la même tranchée, mais elles sont décalées de 30 à 40 cm ;
- Il est conseillé de placer le réseau d'eau pluviale au-dessus du réseau d'eaux vannes dans le cas où ils sont voisins.

B. Les modes de pose :

▪ Terrain ordinaire :

Dans ce genre de terrain, il est nécessaire de placer la canalisation sur un lit de sable sur un fond dépourvu de massifs durs, en utilisant des joints confectionnés avec soin en respectant les instructions des fabricants de conduites.

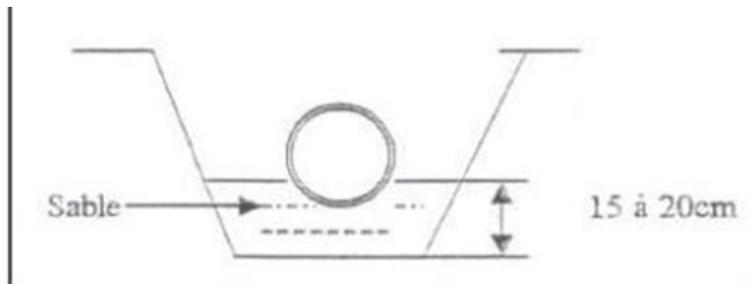


Figure VI- 4: Pose de canalisation sur un terrain ordinaire

C. Mauvais terrain :

Pour les terrains peu élevés, il est nécessaire de fixer la canalisation sur deux briques placées au fond, puis le vide sera rempli de sable.

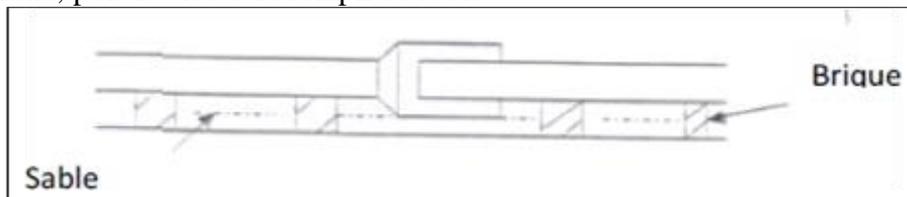


Figure VI- 5: Pose de canalisation sur un mauvais terrain

D. Terrain très mauvais :

Il convient d'envisager la mise en place d'une dalle en béton préfabriquée au fond de la tranchée dans ce genre de terrain.

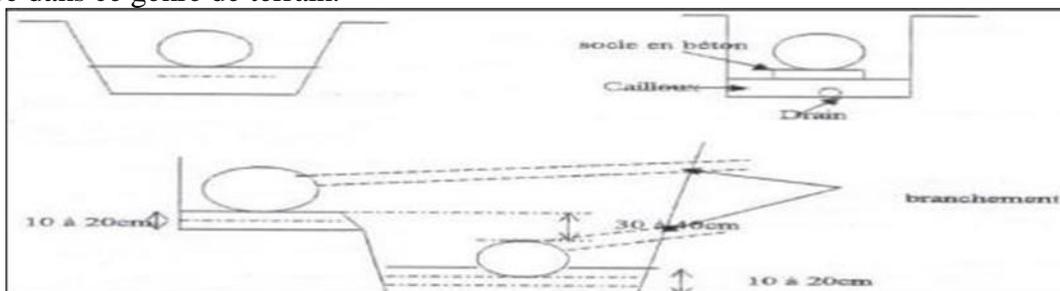


Figure VI- 6: Pose de canalisation sur un terrain très mauvais

Les ouvrages annexes jouent un rôle essentiel dans le réseau, tout comme les canalisations, en particulier dans l'exploitation. Les livres annexes doivent être pris en compte selon deux catégories différentes :

- Les ouvrages normaux ;
- Les ouvrages spéciaux.

VI.2.1. Les ouvrages normaux :

Les ouvrages normaux, qui sont essentiels en amont des réseaux, sont les ouvrages courants qui assurent généralement la collecte des effluents. On les divise en trois catégories :

1) Les branchements particuliers :

Il s'agit de constructions qui doivent garantir une hygiène accrue pour la maison. Il est nécessaire d'équiper ces branchements de dispositifs étanches et de canalisations capables de supporter la pression causée par la dénivellation mesurée depuis le niveau de la voie publique. Un branchement comprend trois parties essentielles :

- ✓ Un regard de façade qui doit être disposé en bordure de la voie publique et au plus près de la façade de la propriété raccordée pour permettre un accès facile aux personnels chargés de l'exploitation et du contrôle du bon fonctionnement ;
- ✓ Des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées suivant une oblique inclinée à 45° ou 60° par rapport à l'axe général du réseau public.

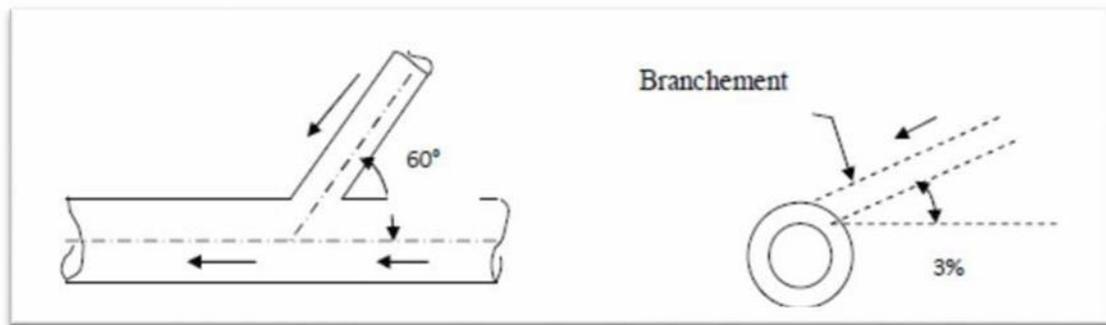


Figure VI- 6: Exemple d'un branchement simple

2) Les bouches d'égout :

Les bouches d'égout, également connus sous le nom de regard de chaussée, sont des structures ayant une fonction essentiellement pratique et sécuritaire ; leur objectif est de réduire et d'encaisser les eaux de surface (les eaux pluviales et les eaux de lavages). Les points bas des caniveaux sont utilisés soit dans le trottoir (absorption par le bas), soit dans la chaussée (absorption par le haut).

Les bouches d'égout peuvent être classées en cinq catégories en fonction de la collecte des eaux :

- ✓ **Les bouches d'égout avec grille et couronnement métallique :** Ce type de bouche d'égout, permet l'entrée des eaux dans le réseau, soit au moyen d'un siphon, soit directement par surverse au-dessus du seuil du puisard de décantation.
- ✓ **Les bouches d'égout avec bavette en pierre ou en béton et couronnement métallique :** Afin d'évacuer l'eau, un entonnoir est prolongé par une jupe dont la base doit plonger au moins à 0,05 m au-dessous du niveau permanent du puisard de décantation.
- ✓ **Les bouches d'égout avec bavette et couronnement en pierres ou en béton :** Ce type est une variante applicable aux deux types précédents.
- ✓ **Les bouches d'égout à avaloir métallique grille et couronnement combiné :** Elles sont comme les précédentes, la seule particularité repose dans le fait que le dispositif métallique supérieur s'emboîte directement sur l'arase supérieure de la cheminée.
- ✓ **La bouche d'égout à grille seule :** Les bouches d'égout à grille seule, s'emboîtent directement sur l'arase supérieure de la cheminée.

3) Les regards :

Les regards sont des appareils qui permettent d'accéder à tout le système d'assainissement, ce qui facilite le contrôle et l'entretien de ce dernier.

➤ Fonctions :

Le regard joue un rôle essentiel dans le système d'assainissement en remplissant quatre fonctions principales :

- ✓ Réaliser des coudes de 90 degrés (au niveau de la canalisation).
- ✓ Insérer des accessoires de nettoyage à tout moment.
- ✓ Contrôler toutes les parties composantes du dispositif d'assainissement.
- ✓ Surveiller et entretenir l'ensemble du système d'assainissement.

➤ Emplacement :

Un regard doit être installé sur les canalisations :

- ✓ A tous les points de jonctions.
- ✓ Au changement de direction.
- ✓ Au changement de pente de canaux.
- ✓ Aux points de chute.

➤ Types de regards :

Les types de regards varient selon l'encombrement et de la pente du terrain, ainsi que du système d'évacuation, donc on distingue :

- ✓ **Regard de visite** : Ces regards sont destinés à l'entretien courant, et le curage régulier des canalisations, tout en assurant une bonne ventilation de ces dernières. L'intervalle d'espacement est de 35 à 80m.
- ✓ **Regard de ventilation** : La présence d'air dans les égouts, est la meilleure garantie contre la fermentation et la production du sulfure d'hydrogène.
- ✓ **Regard de jonction** : Ils servent à unir deux collecteurs de même ou de différentes sections, ils sont construits de telle manière à avoir :
 - Une bonne aération des collecteurs en jonction (regard).
 - Les dénivelées entre les radiers des collecteurs.
 - Une absence de reflux d'eau par temps sec.
 - Les niveaux d'eau des conduites doivent être à la même hauteur.
- ✓ **Regard de chute** : C'est l'ouvrage le plus répandu en assainissement, il permet d'obtenir une dissipation d'énergie en partie localisée, il est très utilisé dans le cas où le terrain d'une agglomération est trop accidenté. Ils sont généralement utilisés pour la chute verticale et la chute toboggan.

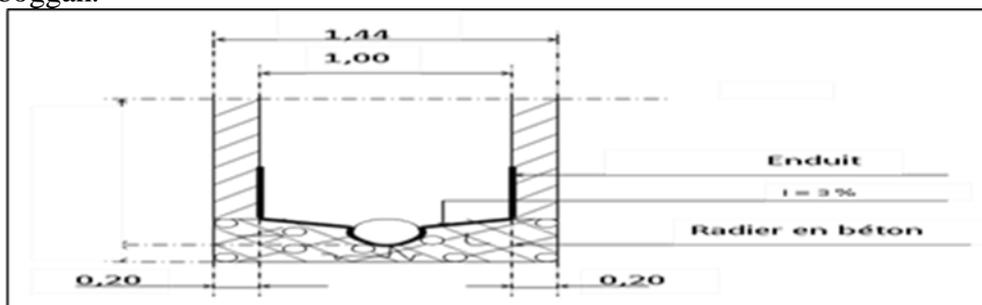


Figure VI- 8: Exemple d'un regard simple

Conclusion :

Au cours de ce chapitre, nous avons examiné les divers travaux prévus dans le système d'assainissement. Ces constructions favorisent le bon déroulement hydraulique du système, l'économie et la simplicité d'utilisation.

CHAPITRE VII

ORGANISATION DU CHANTIER

Introduction :

L'organisation du chantier consiste en une étude qui planifie le déroulement de nos travaux et nous oriente dans leur réalisation afin d'assurer la rapidité, la qualité et l'économie dans la réalisation de notre projet.

Grâce à cette étude, nous pouvons estimer le coût de notre projet ainsi que les méthodes référentielles pour réaliser les travaux (installation de chantier, pose de canalisations...).

VII.1. Les étapes de réalisation du projet :

VII.1.1. Manutention et stockage des conduites :

A. Manutention :

Pour assurer la protection des conduites lors du transport, il est important d'éviter les chocs, notamment sur les extrémités, et d'éviter le déchargement brusque sur le sol.



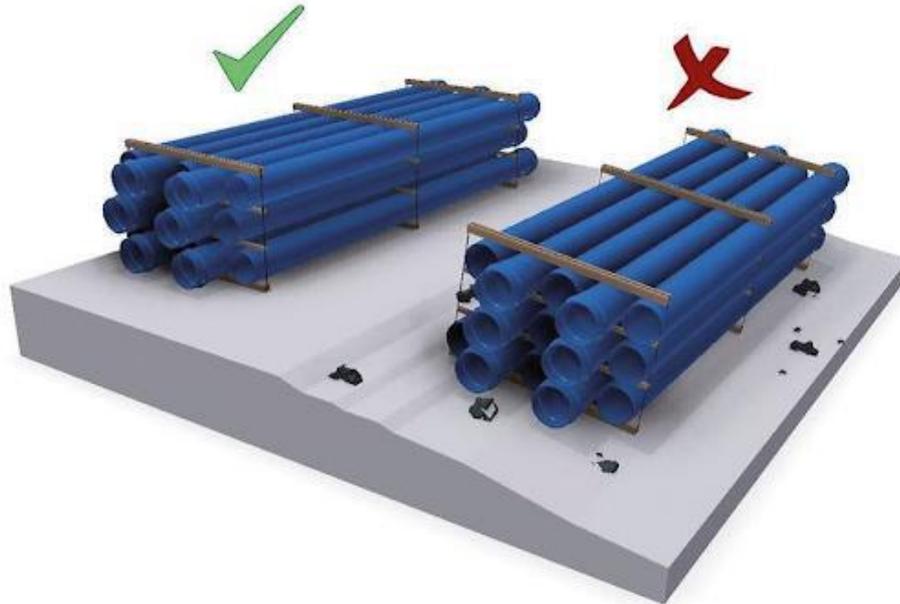
Source: molecor.com

Figure VII- 1: le bon transport des canalisations

B. Stockage :

Afin de stocker le matériel, il est impératif de suivre ces instructions :

- L'aire de stockage doit être plane et nivelée.
- Les accessoires et les conduites doivent être à l'abri du soleil.
- Préserver les conduites des produits chimiques, des solvants et des huiles.
- Les accessoires ne doivent être déballés qu'au moment de leur utilisation.
- Le stockage des tubes doit assurer leur protection mécanique et contre la chaleur.



Source: molecor.com

Figure VII- 2: le bon stockage des canalisations

VII.1.2. Décapage de la terre végétale :

Il s'agit d'une étape initiale, qui implique la suppression de la couche superficielle du sol (les dix (10) premiers centimètres de la surface) composée essentiellement de matière végétale.

VII.1.3. Exécution des tranchées et des regards :

Les dimensions extérieures et le type d'emboîtement des tuyaux déterminent principalement la largeur de la tranchée, tandis que la profondeur ne doit pas être inférieure à 0,7m de la surface du terrain et de la génératrice supérieure de la canalisation.

VII.1.4. Profondeur de la tranchée :

La profondeur est donnée par la formule suivante :

$$H = e + d + h$$

Avec :

H : profondeur de la tranchée en (m).

e : épaisseur de lit de sable en (m), e = 10 cm.

d : diamètre de la conduite en (m).

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

VII.1.5. Largeur de la tranchée :

La largeur d'ouverture de tranchée est donnée par la formule :

$$B = d + (2 \times 0,3)$$

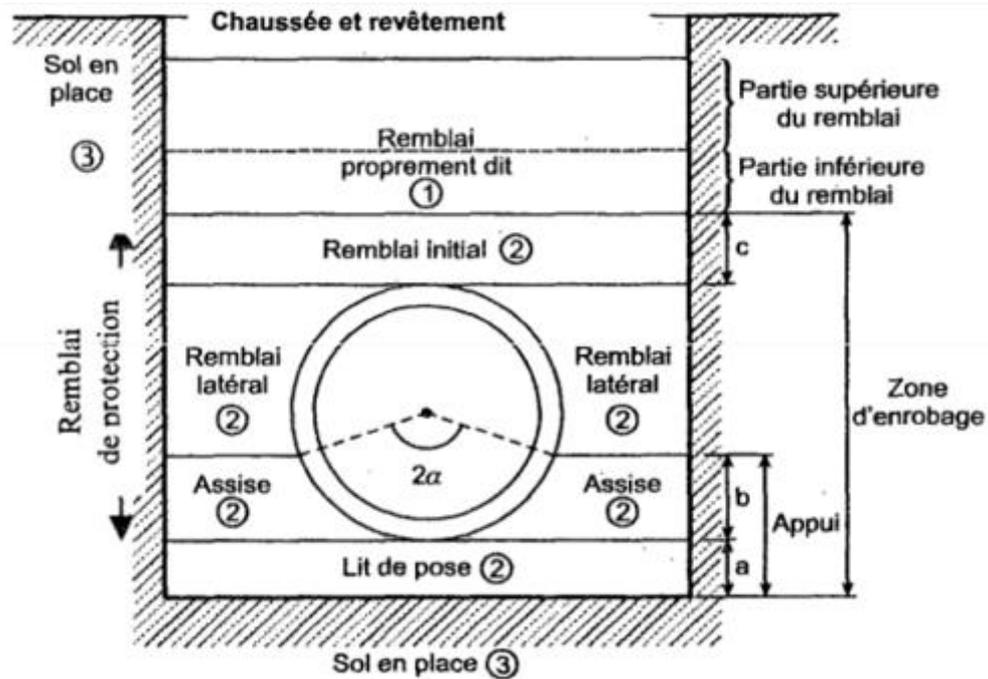
Avec :

B : largeur de la tranchée en (m).

d : diamètre de la conduite en (m).

VII.1.6. Aménagement du lit de pose :

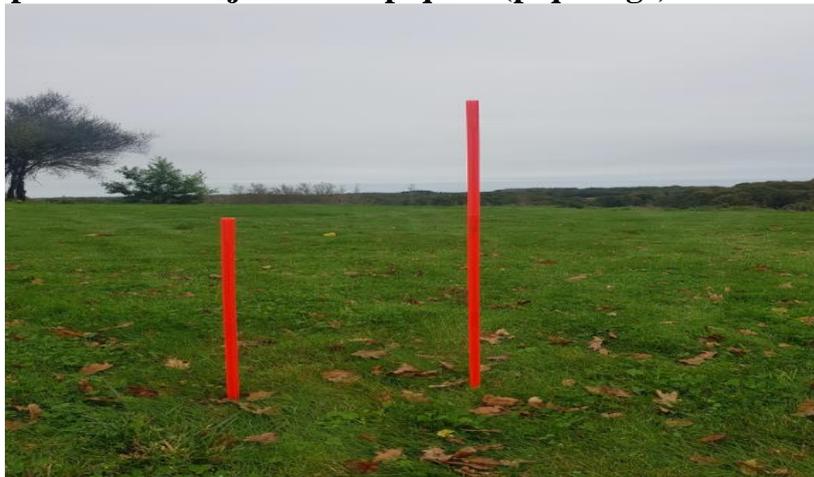
Les tuyaux seront disposés sur un lit de sable d'une épaisseur d'au moins 10 cm. Il sera correctement nivelé en fonction des côtes du profil en long. Il est nécessaire que le lit de pose soit composé de sable avec au moins 12% de particules inférieures à 0,1 mm.



Source : bricozone.be

Figure VII- 3: Pose du lit de sable

VII.1.7. Emplacement des jalons des piquets (piquetage) :



Source: strepp.org

Figure VII- 4: le piquetage

VII.1.8. Pose des canalisations :

A. Des choses on doit les prendre en considération :

- ✓ Le sable de lit de pose doit être le sable de l'oued pas le sable de mer.
- ✓ On met des buttés de tout-venant bien tasser dans les extrémités des canalisations pour les stabiliser.
- ✓ Si on a un sol avec une salinité considérable on doit couvrir la conduite avec le couvert en plastique.
- ✓ On doit éviter les tranchés dans les forêts et surtout dans les zones des arbres des figes parce que les racines vont endommager les conduites dans 2 étapes principales:



Figure VII- 5: 1er phase



Source: www.agirmaskinonge.com
Figure VII- 6: 2eme phase

VII.1.9. Assemblage des tuyaux :

Tout d'abord, l'embout mâle est emboîté dans le manchon du tuyau précédent. L'extrémité du tuyau est un peu enfoncée dans l'orifice. Par la suite, les tuyaux peuvent être emboîtés par poussée.



Source: archiexpo.fr
Figure VII- 7: assemblage des tuyaux en béton

VII.1.10. Essai d'étanchéité :

Après la pose des conduites au fond des tranchées, un test d'étanchéité est réalisé à l'aide d'eau, d'air ou de fumée.

VII.1.11. Construction des regards :

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

Les regards sont construits à plusieurs étapes :

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

- ✓ Bétonnage des parois.
- ✓ Décoffrage des parois.
- ✓ Ferrailage de la dalle.
- ✓ Coffrage de la dalle.
- ✓ Bétonnage de la dalle.
- ✓ Décoffrage de la dalle.
- ✓ Remblaiement et compactage des tranchés.

VII.2.Choix des engins :

Afin de mener à bien ces travaux, il est nécessaire d'utiliser divers types d'équipements, car chaque opération requiert un équipement spécifique. Ces appareils sont classés en trois grandes catégories :

- ✓ Les engins de chargement :
 - Les chargeuses.
 - Les pelles hydrauliques.
 - Les pelles mécaniques.
- ✓ Les engins de transport :
 - Les brouettes.
 - Les camions bennes.
 - Les dumpers.
 - Les motos basculeurs.
 - Les véhicules utilitaires.
- ✓ Les engins de mise en place des matériaux :
 - Les niveleuses.
 - Les compacteurs.
 - Les finisseurs.

➔ Concernant notre projet, on a utilisé les engins suivants :

❖ Pour le décapage :

Sur les terrains faciles à décapier, on utilise la « niveleuse », qui est composée d'un tracteur à quatre roues en deux prolongés vers l'avant et d'une lame montée sur une couronne. En situation difficile, on fait appel au « Bulldozer ».



Figure VII- 8: Niveleuse



Source: britannica.com

Figure VII- 9: Bulldozer

❖ Pour l'excavation des tranchées :

On utilise une pelle équipée en rétro. Les Pelles sont des machines qui ont pour fonction de réaliser les déblais et de les charger. Il est nécessaire d'utiliser une pelle à chenille dans les terrains difficiles.



Figure VII- 10: Pelle en rétro



Source: britannica.com

Figure VII- 11: Pelle à chenille

❖ Pour le remblaiement des tranchées :

On a procédé au remblayage à l'aide d'une chargeuse, avec un corps automoteur articulé et une benne de grande taille à l'avant.



Source : tractor.fr

Figure VII- 12: Chargeuse

❖ le compactage :

Après le remblayage, la terre a été compactée à l'aide d'un compacteur à rouleaux lisses, un véhicule lourd qui tasse la terre sous lui grâce à un ou plusieurs rouleaux en fonte.



Source: www.amazone.com

Figure VII- 13: Compacteur à rouleaux lisses

VII.3. Devis quantitatif et estimatif :

Afin d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet, il faut passer par le calcul du devis quantitatif et estimatif. Ce calcul consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant.

Les différentes tâches effectuées par ordre chronologique sont :

- Les travaux de décapage de la couche de terre végétale.
- L'exécution des tranchées.
- La fourniture et la pose du lit de sable.
- La fourniture et la pose des conduites PVC
- La construction des regards et en béton armé.

- Les Tavaux de remblaiement de la tranchée.
- Le transport des sols excédentaires.
- ❖ Volume des déblais des tranchées :

$$V_d = B.L.H$$

Avec :

- V_d** : Volume des déblais des tranchées en(m³).
- B** : Largeur de la couche du tronçon en(m) ;
- L** : Longueur totale de la tranchée en(m) ;
- H** : Profondeur de la tranchée en(m).

- ❖ Volume du lit de sable :

$$V_{ls} = e.L.B$$

Avec :

- V_{ls}** : Volume du lit du sable en (m³).
- e** : Épaisseur de la couche de sable en (m).
- B** : Largeur de la couche du tronçon en (m).
- L** : Longueur totale de la tranchée en (m).

- ❖ Volume occupé par les conduites :

$$V_{condt} = L.\pi.D^2/4$$

Avec :

- V_{cdt}** : Volume occupé par les conduites en (m³).
- L** : Longueur totale de la tranchée en (m)
- D** : Diamètre de la conduite en(m).

- ❖ Volume du remblai:

$$V_r = V_{deb} - [V_{condt} + V_{ls}]$$

Avec

- V_r** : Volume du remblai en(m³).

- ❖ Volume excédentaire :

$$V_{excé} = V_f - V_{rem}$$

Avec

- V_{exc}**: Volume du sol excédentaire en(m³).

- V_f** : Volume du sol foisonné en(m³) tel que ($V_f = V_{deb}.K_f$)

- K_f** : Coefficient de foisonnement dépend de la nature du sol, présenté dans le tableau suivant

Tableau VII- 1 : Coefficient de foisonnement

Terrain	Foisonnement
Argile, limon, sable argileux	1.25
Grave et sable graveleux	1.10
Sols rocheux altérés	1.30
Sol meuble	1.35

Source : Polycopie de monsieur D.Kahlarasse

→ Pour notre, on prend $K_f=1.3$ car on a un sol rocheux altérés.
Les différents volumes sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VII- 2: Volumes de travaux

Les volumes	V deb (m ³)	V condit (m ³)	V Ls (m ³)	V remb (m ³)	V excéd (m ³)
Les Résultats	9318.4	4236.15	1323	5212.27	6690.73

Tableau VII- 3: Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet

N°	Désignation des Travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A Travaux de terrassement					
1	Déblai	m ³	9318.4	250	2329600
2	Pose du lit de Sable	m ³	1323	700	926100
3	Remblai en tuf tamisé	m ³	5212.27	200	1042454
4	Evacuation des déblais Excédentaire	m ³	6690.73	250	1672682.5
5	Grillage averstisseur (Marron)	Ml	9835	50	491750
B Canalisations					
Canalisations en béton et en PVC					
1	300	ml	3605	1500	5407500
2	400	ml	1295	2300	2978500
3	500	ml	1400	3100	4340000
4	600	ml	700	4000	2800000
5	800	ml	1750	5000	8750000
6	1000	ml	735	6500	4777500
7	1200	ml	350	8500	2975000
C Construction					
Exécution de regard de visite ou de jonction en béton armé avec tampon en fonte de:					
	Construction des regards en béton armé entre (1.0X1.0 m) et (1.5X1.5m) et une Profondeur de 1 à 3m	U	173	80000	13840000
	Construction des regards en béton armé entre (1.0X1.0 m) et (1.5X1.5m) et une Profondeur de 3 à 6 m	U	75	150000	11250000
Totaux				Total(HT)	63581086.5
				T.V.A (19%)	12080406.44
				Total (T.T.C)	75661492.94

→ Arrêter le présent devis à la somme de : soixante-quinze million six cent soixante et un mille quatre cent quatre-vingt-douze Dinars quatre-vingt-quatorze centimes.

VII.4. Planification des travaux

L'objectif constant de cette approche est d'améliorer l'efficacité de l'utilisation de la main-d'œuvre et d'autres ressources afin d'assurer l'efficacité des actions entreprises. La mise en place des postes de travail, les observations instantanées, l'analyse des tâches, le chronométrage, la définition des objectifs et des attributions, la simplification des méthodes et la stabilisation des postes de travail comprennent les étapes impliquées.

VII.5. Technique de la planification

Il y a deux méthodes principales de planification :

- Les méthodes basées sur le réseau.
- Les méthodes basées sur le graphique.

A. La définition du réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet, qui illustre les relations entre les différentes opérations, successives, simultanées ou convergentes, ainsi que leur durée de construction. Il existe deux catégories de réseaux :

○ Réseau à flèches :

Une flèche représente chaque opération, tandis que les nœuds, placés entre les flèches, représentent la succession des opérations dans le processus. L'utilisation de cette représentation visuelle simplifie la compréhension des liens et de l'organisation des tâches dans le projet.



○ Réseau à nœuds :

Chaque nœud symbolise une action, et la succession des actions est représentée par des flèches. Cette illustration illustre la succession des tâches dans le projet, ce qui facilite la compréhension de la logique de réalisation.



B. Construction des réseaux :

Il est essentiel de suivre un processus en six étapes pour construire un réseau :

- ☞ Élaboration d'une liste de tâches ;
- ☞ Identification des tâches qui doivent précéder d'autres ;
- ☞ Création de graphes partiels pour chaque groupe de tâches reliées entre elles ;
- ☞ Consolidation des graphes partiels en un schéma global ;
- ☞ Détermination des tâches marquant le début et la fin du projet ;
- ☞ Assemblage final pour construire le réseau complet.

C. Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :

Cette méthode vise à réduire la durée de réalisation d'un projet en tenant compte de trois phases différentes :

- ☞ La première phase implique de définir le nombre de personnes nécessaires pour effectuer le travail en question ;
- ☞ La seconde phase consiste à effectuer une analyse approfondie du réseau, en utilisant une échelle horaire précise, jour après jour, en fonction de l'unité de temps sélectionnée ;

- ☞ La troisième phase se concentre sur l'ajustement du réseau en fonction des contraintes particulières imposées par l'entreprise, ce qui permet d'adapter la planification afin de répondre aux besoins et aux objectifs du projet.

D. Les étapes de la planification :

La planification consiste à déterminer la chronologie et le déroulement des tâches à effectuer. Ce processus comprend les différentes étapes :

- ☞ Collection des informations : Il est crucial de rédiger une synthèse qui repose sur l'analyse des données collectées à travers des études comparatives afin d'assurer une utilisation appropriée du plan de réalisation de notre projet. Cette synthèse offre la possibilité de tirer des leçons de l'analyse comparative et de garantir une réalisation efficace de notre projet ;
- ☞ Décomposition du projet : Cette étape joue un rôle essentiel, car chaque projet peut être examiné de différentes manières. Pendant cette étape, nous assignons un responsable particulier à chaque tâche, repérons les besoins en matériel requis et élaborons une approche adaptée à chaque aspect du projet. Grâce à cela, la gestion du projet devient plus efficace et précise ;
- ☞ Relations entre les tâches : Au cours du processus de réalisation, on distingue deux types de relations essentielles entre les tâches : l'une repose sur un enchaînement logique, l'autre sur un enchaînement préférentiel. La logique des dépendances entre les tâches guide la première, tandis que la seconde prend en considération les préférences ou les priorités particulières dans la planification du projet.

E. Les paramètres de la méthode C.P.M :

Les composantes principales de cette méthode sont les suivantes :

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.

Tel que :

$$DFP = DCP + TR$$

$$DCPP = DFPP - TR$$

F. Chemin critique (C.C) :

La durée totale du projet (DTR) est déterminée par le trajet entre les opérations ayant une marge totale nulle (0).

De cette façon, afin de repérer un chemin critique, il faut vérifier la condition double suivante :

$$MT = 0$$

$$\sum TR_{c.c} = D.T.P$$

G. Attribution des durées de chaque opération :

Afin de déterminer de manière adéquate le temps requis pour un projet, il est essentiel de considérer deux éléments clés :

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

En se basant sur les normes C.N.A.T, la formule suivante peut être utilisée pour déterminer le temps requis (T) :

$$T = \frac{Q \times N}{n}$$

Avec :

Q : Quantité de travail ;

N : Rendement ;

n : Nombre d'équipes.

H. Symboles des différentes opérations:

Tableau VII- 4 Les symboles de différentes opérations

Opération	Symbole
Piquetage	A
Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou celle de la végétation.	B
Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.	C
Aménagement du lit dépose.	D
Construction des regards.	E
La mise en place des canalisations en tranchée.	F
Assemblage des tuyaux.	G
Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.	H
Remblai des tranchées.	I
Travaux définition	J

I. La détermination des délais par la méthode de tableau :

Tableau VII- 5 Détermination des délais

Opérations	TR	DP		DPP		M T
		CCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	15	0	15	0	15	0
B	00	15	15	15	15	0
C	55	15	70	15	70	0
D	25	70	95	125	150	20
E	80	70	150	70	150	0
F	30	70	100	120	150	20
G	35	70	105	115	150	40
H	25	150	175	150	175	0
I	15	175	190	175	190	0
J	20	190	210	190	210	0

- Le chemin critique est : A-B-C-E-H-I-J ;
- avec un temps de réalisation égal à : $\sum Tr = 210$ jours.

Conclusion :

Ce chapitre met en évidence l'importance de planifier le chantier avant de commencer les travaux. Dans cette étape, il est nécessaire d'évaluer les quantités de travaux à effectuer. Les volumes des travaux sont estimés afin de fournir un devis quantitatif et estimatif, qui est un document indispensable pour évaluer le coût global du projet.

L'étude estimative des volumes des travaux nous permet d'établir une estimation du coût total du projet, qui est de **7.56 milliards de centimes**, avec une durée de réalisation de 210 jours.

CHAPITRE VIII

Entretien et gestion du réseau d'assainissement

Introduction :

Les systèmes d'assainissement sont soumis en permanence à de nombreuses agressions. L'entretien des réseaux d'assainissement consiste en trois grandes familles de tâches :

- la désobstruction et le curage hydrodynamique des canalisations ;
- le pompage des avaloirs, des bassins d'orage ;
- le nettoyage des stations d'épuration et de relevage, des bacs à graisse.

Pour le contrôle et diagnostic des réseaux, à l'aide de matériels télévisuels mobiles, des spécialistes contrôlent l'état des canalisations. Les anomalies sont détectées et localisées par un ensemble de matériels et de procédés de pointe : Caméras de poussée équipées de systèmes laser ou sonar, chars vidéos motorisés ou robots directionnels...

VIII.1. Gestion des systèmes d'assainissement

La gestion des réseaux repose sur une analyse plus ou moins exhaustive des éléments qui ont un impact, des problèmes, des observations de diagnostics structurels et des observations effectuées sur le réseau lors de campagnes d'inspection. Des modèles de gestion extrêmement exhaustifs ont été mis en place et sont en cours de développement. L'inspection visuelle et télévisuelle est la méthode d'inspection la plus utilisée et sur laquelle reposent la plupart des méthodes d'évaluation des réseaux. Son avantage réside dans sa simplicité de mise en place et sa capacité à établir un premier bilan de la conduite dans des conditions économiques.

VIII.2. Travaux de gestionnaire

Les principales tâches à accomplir pour réussir une gestion sont :

VIII.2.1. Connaissance du réseau

Pour une exploitation rationnelle du système d'assainissement, il est essentiel de savoir :

- Le tracé exact ;
- Toutes ces caractéristiques hydrauliques (débit, vitesse...etc.) ;
- Toutes ces caractéristiques topographiques. (Pente, côte...etc.).

VIII.2.2. Surveillance du réseau

L'entretien et les contrôles des réseaux publics d'assainissement sont réguliers pour prévenir tout déversement d'eaux usées dans le milieu naturel ou dans les habitations. Des opérations d'inspection régulières sont effectuées en permanence et sont doublées après chaque événement exceptionnel (inondation, pluie torrentielle).

VIII.2.3. Opérations périodique d'entretien

Les entretiens réguliers garantissent le bon fonctionnement et l'état des installations, ainsi que le bon débit et la bonne répartition des eaux usées prétraitées jusqu'au système de traitement. En effectuant cette opération, nous nous assurons que les boues, les flottants et leur évacuation sont en ordre.

❖ Travaux d'entretien

Les dépenses liées aux travaux de réparation et d'entretien visent à maintenir ou à restaurer un réseau en bon état, en respectant un programme préétabli et en investissant les ressources nécessaires :

A. Enlèvement des dépôts

Le principal obstacle aux réseaux d'assainissement est la présence de matières en suspension, en particulier le sable. Les regards de chasse peuvent être utilisés automatiquement pour le curage, mais ils ont augmenté leur limite d'utilisation, ce qui signifie qu'il est préférable de prévoir des chasses hydrodynamiques ou de procéder à un curage manuel.

B. Détection des fuites

Dans un système d'assainissement, il existe de nombreux soucis liés aux canalisations.

En cas de fissure ou de casse d'une tuyauterie, cela peut provoquer des fuites d'eau. Lorsque la terre autour de la canalisation s'affaisse ou lorsque, par hasard, nous perçons ou

cassons le tuyau lors de travaux, ces fuites se produisent. Cependant, les fuites des canalisations peuvent provoquer de l'humidité voire des dommages considérables aux eaux. C'est la raison pour laquelle il est essentiel de pouvoir repérer les fuites d'eau du réseau d'égouttage et de pouvoir effectuer une réparation efficace et rapide de la canalisation endommagée.

Les principales raisons des fuites sont :

- ✓ Les fissures au niveau des collecteurs ou au niveau des regards.
- ✓ Les joints qui ne jouent plus leur fonction.

C. Entretien des joints

Des problèmes d'étanchéité et même des ruptures peuvent survenir sur les ouvrages (canalisations) en raison des mouvements du sol, des vibrations causées par la circulation lourde et des agressions chimiques.

Les imperfections se manifestent habituellement au niveau des joints. L'entretien implique la réparation des joints défectueux, la suppression des intrusions des racines, la réparation des sections corrodées par des déversements chimiques, ainsi que l'étanchement des conduites, à la fois pour les eaux provenant de l'extérieur et de l'intérieur des égouts.

VIII.3. Travaux spécifiques

VIII.3.1. Désodorisation

La présence de matières organiques particulaires et dissoutes, ainsi que de composés azotés, soufrés et phosphorés dans les eaux résiduaires, peut entraîner des odeurs désagréables de manière directe (par dégagement de composés très volatils) ou indirecte (suivant un processus biologique de fermentation en milieu ou réducteur). Il est nécessaire de bien aérer le réseau ou d'injecter de l'oxygène liquide pour y remédier.

VIII.3.2. Détection d'eaux parasites

Une eau parasite désigne une eau qui traverse un réseau d'assainissement qui n'est pas prévu pour la recevoir. On parle d'intrusion d'eaux claires parasites lorsque l'eau claire (généralement très peu polluée) est introduite dans un système d'assainissement. En effectuant une analyse approfondie du réseau, il sera possible de repérer les principaux points d'entrée ponctuels et diffus d'eaux claires parasites dans les réseaux.

VIII.3.3. Réhabilitation des réseaux

L'objectif de la réhabilitation est de rétablir un édifice dégradé dans ses fonctions d'origine ou, dans certains cas, d'améliorer un édifice pour une période spécifique, en fonction de son environnement physique et de l'évolution des besoins et des conditions d'utilisation normales. La restauration d'un tronçon endommagé peut être réalisée en utilisant différentes méthodes, parmi lesquelles on peut mentionner :

- ✓ **Chemisage continu polymérisé en place** : Installez une chemise souple remplie d'une résine thermodurcissable ou photodurcissable, ce qui créera un tuyau après la polymérisation de la résine.
- ✓ **Chemisage partiel** : Après polymérisation de la résine, il est possible de procéder à une réparation locale en utilisant une chemise souple imprégnée d'une résine thermodurcissable ou photodurcissable, qui forme un tuyau de courte longueur.
- ✓ **Injection ponctuelle d'étanchement** : Par injection de résine ou de coulis, il est possible de colmater une fuite au niveau d'une fissure, d'un assemblage ou d'un branchement, que ce soit avec ou sans l'utilisation d'un manchon.
- ✓ **Robot découpeur** : Les regards de visite introduisent un robot dans le réseau, qui est piloté depuis la surface et contrôlé par une caméra. Ce robot effectue des réparations de différentes natures en utilisant un outil de fraisage :
 - suppression d'éléments pénétrants ou de dépôt,
 - rétablissement des branchements après rénovation de la conduite principale.

- ✓ **Robot multifonctions** : En plus du robot découpeur, il effectue différentes réparations en fonction de l'outil amovible qui équipe la tête de travail :
 - étanchement de joints, fissures (en particulier longitudinales), branchements (par injection et colmatage) ;
 - restructuration locale (par injection et masticage ou pose de segments ou gaines métalliques).
- ✓ **Tubage après éclatement** : Il est nécessaire d'introduire un outil approprié dans la canalisation (éclateur ou découpeur). Elle est détruite par son repoussement dans le terrain environnant et par le tractant de la nouvelle canalisation derrière lui.
- ✓ **Tubage avec espace annulaire** : Mise en place d'une nouvelle conduite de diamètre inférieur par tractage, poussage ou enroulement hélicoïdal dans la canalisation à réhabiliter. Quoi qu'il en soit, l'espace entre la canalisation existante et le tube est rempli par coulis injecté.
- ✓ **Tubage par tuyau continu sans espace annulaire** : Un tubage est effectué en utilisant un tuyau continu dont la section est réduite afin de faciliter son installation et rétabli après sa mise en place afin de garantir le contact avec le tuyau existant.
- ✓ **Tubage par enroulement hélicoïdal** : Après l'installation, il est possible d'utiliser une bande profilée enroulée en spirale pour créer un tuyau continu, qu'il soit avec ou sans espace annulaire.

VIII.4. Exploitation du réseau

Les réseaux d'assainissement jouent un rôle essentiel, notamment pour les communautés. En général, les Directions d'Assainissement des communautés urbaines sont structurées en trois secteurs principaux : l'exploitation des réseaux, les travaux de rénovation et l'épuration. Ces trois fonctions sont à la charge de l'exploitant de réseau.

VIII.4.1. Objectifs de l'exploitation

L'exploitant de réseau, en étroite collaboration avec les élus, les services administratifs, les sociétés privées..., joue un rôle essentiel dans le bon déroulement du système d'assainissement et doit être constamment disponible (astreintes) afin de répondre aux besoins de tous les usagers du réseau.

VIII.4.2. Tâches de l'exploitant

L'exploitant de réseau met en place, supervise et assure le bon fonctionnement des réseaux qu'il gère, tout en préservant la qualité des eaux rejetées. Afin de répondre aux responsabilités qui lui sont confiées, l'exploitant de réseau :

- ✓ veille et supervise de manière régulière la gestion et l'utilisation du réseau et des stations d'épuration.
- ✓ veille à ce que le réseau soit en adéquation avec le volume des eaux traitées et la nature des rejets.
- ✓ supervise l'utilisation des informations techniques afin d'améliorer la qualité des réseaux et les performances des équipements.

VIII.4.3. Techniques d'exploitation des réseaux

Les réseaux d'assainissement, qui fonctionnent à faible vitesse de débits en temps sec et en temps pluvieux, requièrent des opérations de curage coûteuses afin de prévenir les dépôts et l'encrassement. Les méthodes et les moyens qui peuvent être utilisés varient en fonction des contraintes, l'accessibilité à l'intérieur des bâtiments étant la plus cruciale.

1) Matériels de curage d'ouvrages visitables

A. Manuels :

On utilise ce système dans les égouts à sec et les chambres de dessablement. La pelle, la pioche, la brouette et le treuil de remontée sont utilisés.

B. Système de chasse :

Ce système a pour principe, en obturant l'égout par une vanne, de faire monter et stocker les eaux circulant dans le collecteur et, par un ajustement plus ou moins important à la partie intérieure de la vanne, d'augmenter la vitesse, réalisant ainsi un effet de chasse qui entraîne les sédiments jusqu'à un point où ils pourront être repris et remontés à la surface. Il demande une grande expertise des travailleurs qui l'emploient.

C. Aspiratrice :

Il n'est possible d'utiliser ce procédé dans les égouts visitables qu'en l'absence d'eau.

2) Matériels de curage d'ouvrages non visitables

❖ **Procédés manuels ou mécaniques**

A. Chasse d'eau :

Les têtes amont du réseau sont alors équipées de réservoirs de chasse automatique de 300 ou 600 l, qui se remplissent en permanence et qui, une fois remplis, se vident sous forme de chasse qui pousse les sédiments à l'aval. Le fonctionnement de ces réservoirs est fréquemment médiocre et il a été fortement conseillé de les abandonner en raison de leur consommation d'eau et de leur faible efficacité.

B. Par tringlage :

Ce procédé repose sur la mise en marche d'un engin de désobstruction avec un jonc, dont les éléments sont ajustés au fur et à mesure de l'avancement. On peut remplacer le jonc par un flexible rotatif. Dans les deux cas, il y a une restriction sur la longueur de poussage ou de rotation.

C. Par boule :

Il s'agit d'une méthode réservée aux collecteurs responsables, tels que les siphons, ou ayant des niveaux d'eau élevés. On effectue le curage en envoyant une sphère dont le diamètre est inférieur à celui de la canalisation et qui se déplace sous l'effet de la poussée d'eau.

❖ **Procédés hydrodynamiques**

A. Aspiration – vidange :

On l'emploie pour différentes opérations de pompage des matériaux solides, liquides et pâteux stockés dans les constructions, les chambres d'engouffrement, la vidange des cuves, etc. à chaque fois que les dépôts peuvent être directement touchés.

B. Hydro curage :

Le nettoyage ou le débouchage sous pression d'eau peut être effectué à l'aide d'équipements hydrauliques disponibles sous différentes formes :

- ✓ Sur remorques avec citernes de 1000 litres.
- ✓ Sur faux châssis destinés à être sur le plateau d'un camion-citerne de (1000 litres, 2000 litres, 3000 litres, 5000 litres).
- ✓ Sur châssis automobiles avec citernes de 2000 à 6000 litres, les appareils de curage hydrodynamiques fonctionnent suivant le mode ci-dessous :
- ✓ Un tuyau en caoutchouc armé de nylon peut débiter 1.5 à 6 l / s d'eau propre, à une pression comprise entre 40 et 150 bars / cm².
- ✓ Par une buse spéciale, un jet central dirigé vers l'avant désagrège les boues et les matières en suspension.
- ✓ Le processus de curage se déroule de l'avant vers l'arrière, les boues sont entraînées jusqu'au regard arrière, puis après avoir été obturées, les boues seront aspirées à l'aide d'une aspiratrice.

3) Techniques nouvelles d'exploitation et d'élimination des produits de curage

L'idée de nouvelles techniques d'exploitation repose sur le concept suivant :

- ✓ L'hydro cyclonage des dépôts.
- ✓ L'élimination des dépôts.

Conclusion :

Pour conclure, Les réseaux d'assainissement nécessitent un entretien régulier et périodique préventif. La régularité des contrôles et de la maintenance des systèmes d'épuration et des réseaux d'assainissement joue un rôle primordial dans la préservation de l'environnement. Un entretien régulier permet d'optimiser la gestion des risques sanitaires, notamment en matière de pollution des sols et de qualité de l'eau. Par ailleurs, cela garantit l'intégrité du système sur le long terme.

Conclusion générale

Conclusion générale :

Pour conclure ce travail, nous dirons que dans ce mémoire, nous avons abordé le dimensionnement des conduites d'évacuation, afin d'éviter toute stagnation des eaux aussi bien usées que pluviales.

Pour ce projet nous avons opté pour le système unitaire avec un schéma d'évacuation par déplacement latéral afin d'acheminer les eaux vers deux points de raccordement l'un dans le côté gauche et l'autre à l'aval de notre zone d'étude.

La topographie a constitué pour le projet une contrainte très importante, d'où le dégagement d'un tracé unique, (une seule variante), composé de deux collecteurs principaux.

Pour les éléments du réseau d'égout, on a des regards de jonction, de visite, et des conduites en PVC et certaines en Béton armé ayant des diamètres variant de 300 à 1500 mm.

D'après l'étude d'organisation de chantier nous avons estimé le coût du projet à 7.56 milliards de centimes, avec une durée de réalisation de 210 jours (7 mois).

Bibliographie

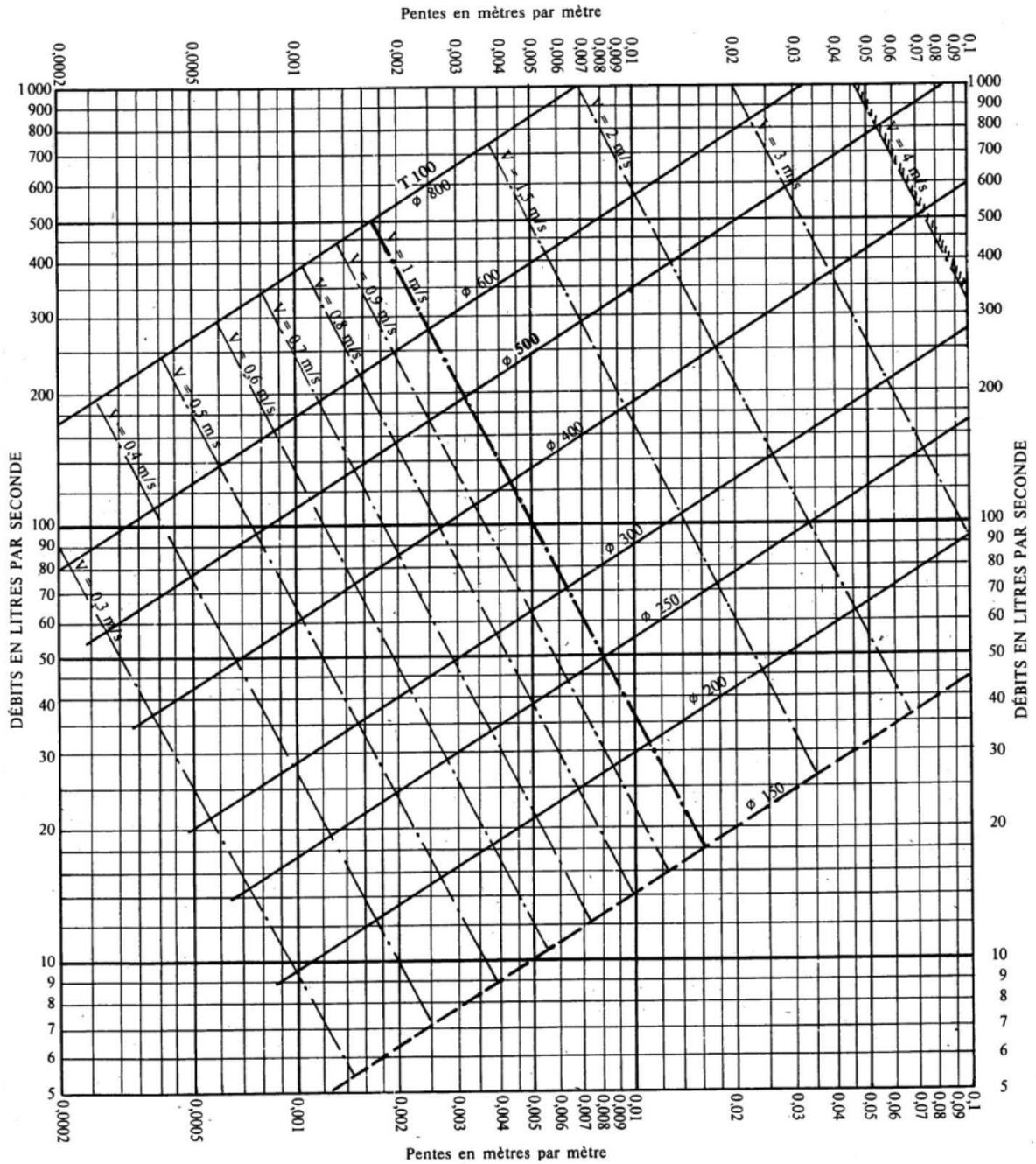
Bibliographie :

- Évaluation de l'intensité de pluies des espaces à données manquantes Assessment of rain intensity in locations for which data are missing
Juhasz Collaborateur scientifique à l'Institut Hydrographique Centre de Recherches des Ressources Hydrauliques (VITUKI) Budapest, Hongrie.
- Manuel pratique d'hydrologie Prof Mme Bénina TOUAIBIA.
- SOUPLAST.
- <https://www.assainissementavenue.com/>
- Schémas des réseaux d'évacuation en assainissement par Pr. B.SALAH, Enseignant d'AEP-Assainissement.
- <http://dspace.univ-tiaret.dz/>
- <https://fr.scribd.com/>
- Mémoire Azari S., 2019. « Dimensionnement d'un réseau d'assainissement de la nouvelle ville de BOUINAN – Lot : B et D – (W. Blida) ». Mémoire de fin d'étude. ENSH, Blida
- Mémoire Djaziri R., 2018 « Dimensionnement de réseau d'assainissement de la nouvelle Ville de BATNA Hamla trois (W. Batna) ». Mémoire de fin d'étude. ENSH, Blida
- <https://www.infociments.fr/eaux-uses-assainissement-des-eaux-uses>
- <https://www.bricozone.be/>
- Article [C 5230] dont le titre est "Réhabilitation de canalisations d'assainissement sans tranchée" rédigé par Francis BUTHIER.
- Bourrier R., Satin M., Selmi B., 2010, Guide technique de l'assainissement, Ed. Le Moniteur, 775 pages.
- Bourrier, R., Satin, M., & Selmi, B. (2017). Guide technique de l'assainissement : Collecte, épuration, conception, exploitation (5e éd). Éditions « Le Moniteur ».

ANNEXES

ABAQUE 1

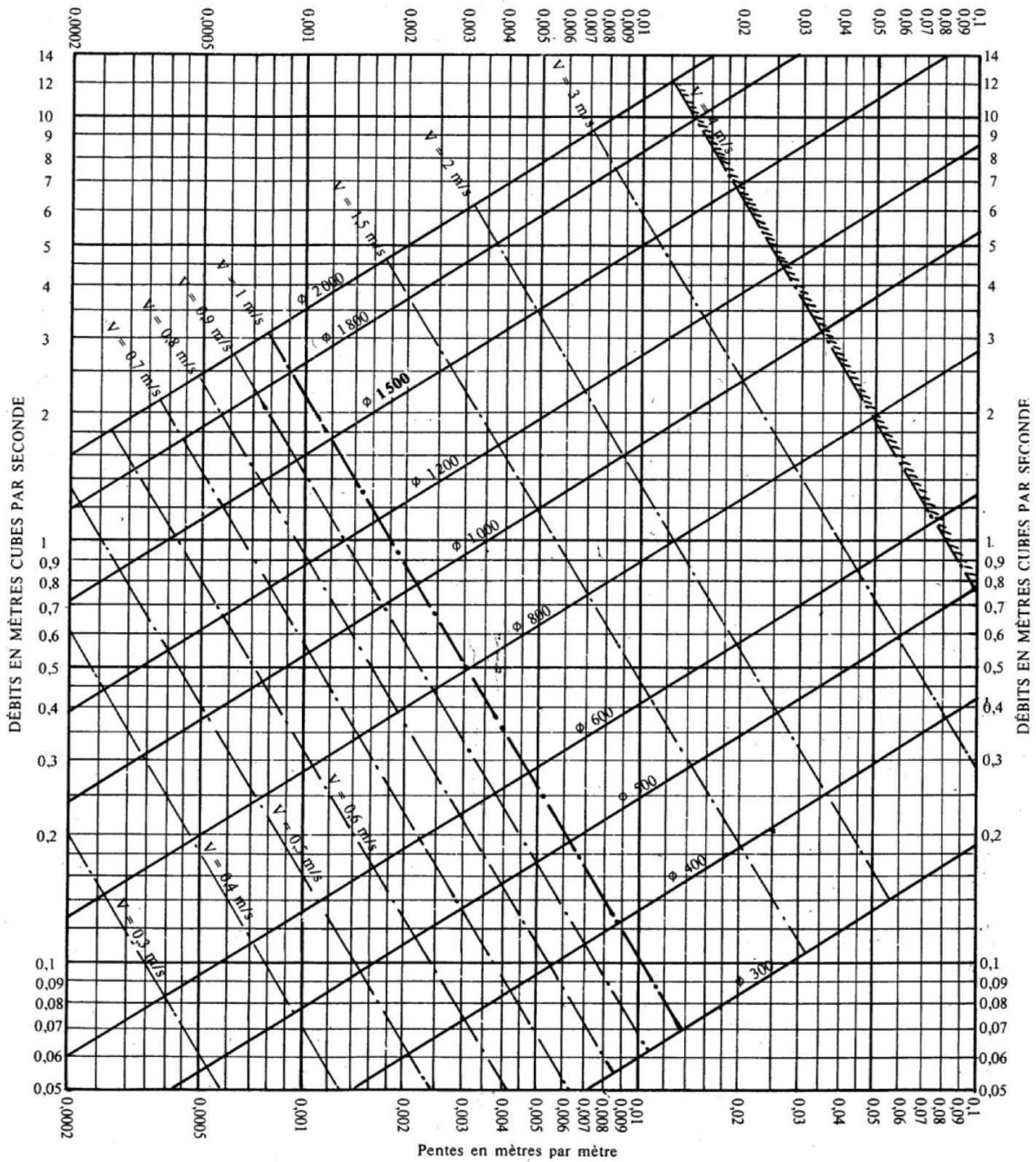
RÉSEAUX D'EAUX USÉES EN SYSTÈME SÉPARATIF



Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,25. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($\gamma = 0,16$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

ABAQUE 2-a

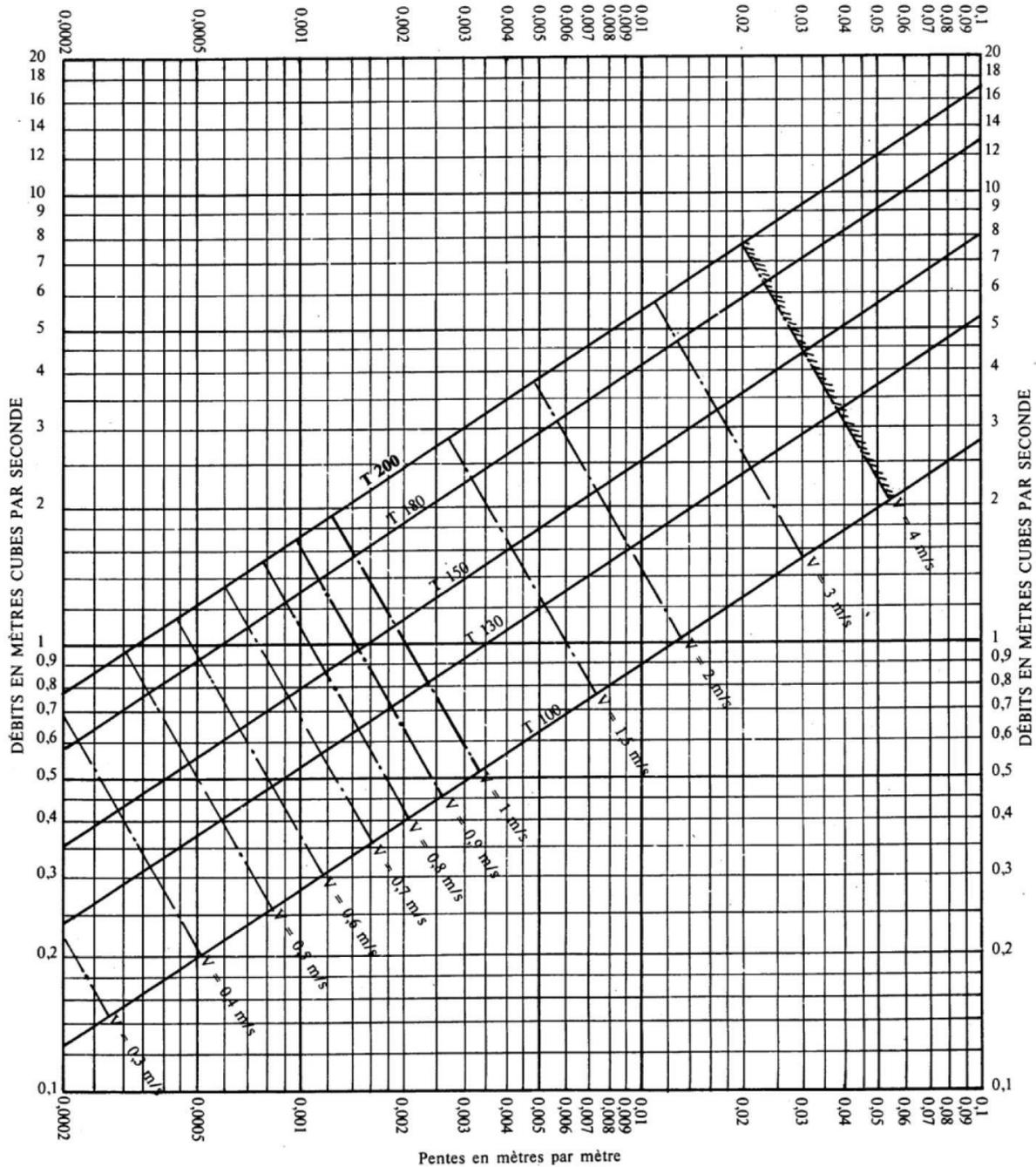
RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations circulaires)



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

ABAUQUE 2-b

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations ovoïdes)



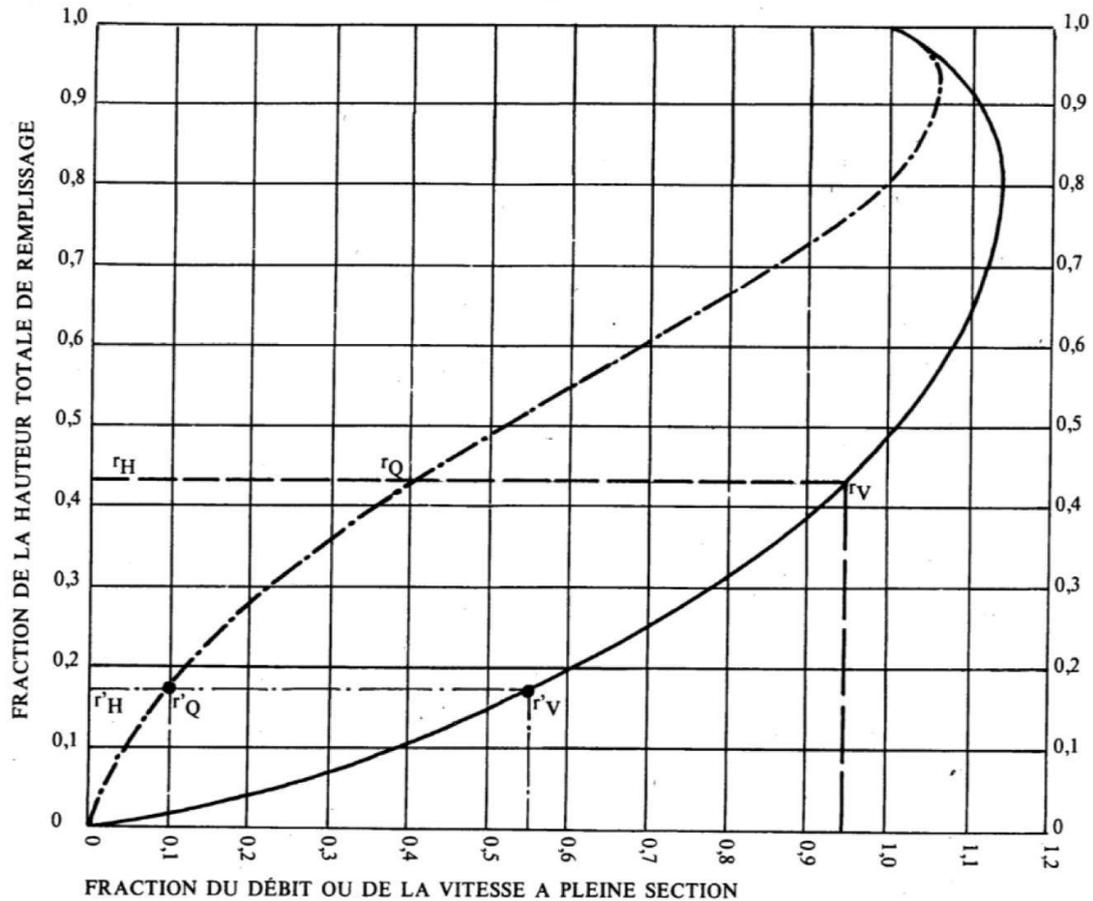
Nota. - La valeur du coefficient de Bazin à été prise égale à 0.46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($\gamma = 0.30$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

Source : Instruction Technique 1977

ABAQUE 3-a

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



MODE D'EMPLOI.

Les abaques Ab. 3 et Ab. 4 (a et b) utilisés pour le choix des sections d'ouvrages, compte tenu de la pente et du débit, permettent d'évaluer la vitesse d'écoulement à pleine section.

Pour l'évaluation des caractéristiques capacitaires des conduites, ou pour apprécier les possibilités d'autocurage, le nomogramme ci-dessus permet de connaître la vitesse atteinte en régime uniforme pour un débit inférieur à celui déterminé à pleine section.

Les correspondances s'établissent, soit en fonction de la fraction du débit à pleine section, soit en fonction de la hauteur de remplissage de l'ouvrage.

Exemples :

Pour $r_Q = 0,40$, on obtient $r_V = 0,95$ et $r_H = 0,43$.

Pour $Q_{PS}/10$, on obtient $r'_V = 0,55$ et $r'_H = 0,17$ (autocurage).

Nota. — Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport $r_Q = 1,00$ est obtenue avec $r_H = 0,80$.

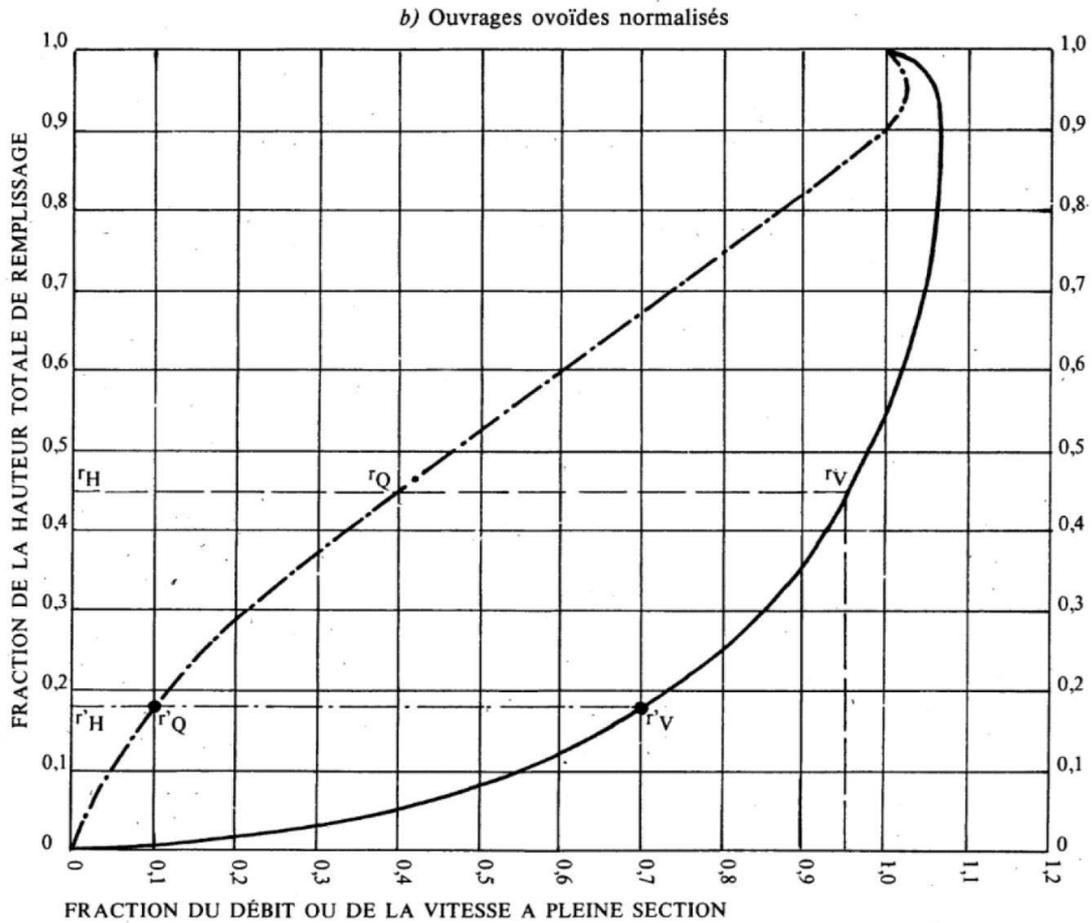
Le débit maximum ($r_Q = 1,07$) est obtenu avec $r_H = 0,95$.

La vitesse maximum ($r_V = 1,14$) est obtenue avec $r_H = 0,80$.

Ces dernières conditions d'écoulement à caractère assez théorique ne peuvent être obtenues que dans des conditions très particulières d'expérimentation.

ABAQUE 3-b

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE



MODE D'EMPLOI.

Les abaques Ab. 3 et Ab. 4 (a et b) utilisés pour le choix des sections d'ouvrages, compte tenu de la pente et du débit, permettent d'évaluer la vitesse d'écoulement à pleine section.

Pour l'évaluation des caractéristiques capacitaires des conduites, ou pour apprécier les possibilités d'autocurage, le nomogramme ci-dessus permet de connaître la vitesse atteinte en régime uniforme pour un débit inférieur à celui déterminé à pleine section.

Les correspondances s'établissent, soit en fonction de la fraction du débit à pleine section, soit en fonction de la hauteur de remplissage de l'ouvrage.

Exemples :

Pour $r_Q = 0,40$, on obtient $r_V = 0,95$ et $r_H = 0,45$.

Pour $Q_{PS}/10$, on obtient $r'_V = 0,70$ et $r'_H = 0,18$ (autocurage).

Nota. - Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport $r_Q = 1,00$ est obtenue avec $r_H = 0,90$.

Le débit maximum ($r_Q = 1,03$) est obtenu avec $r_H = 0,95$.

La vitesse maximum ($r_V = 1,07$) est obtenue avec $r_H = 0,90$.

Ces dernières conditions d'écoulement à caractère assez théorique ne peuvent être obtenues que dans des conditions très particulières d'expérimentation.