

Dédicace :

À ma chère mère;

Ton amour infini et ton soutien inconditionnel ont été ma force tout au long de ma vie. Tu es l'étoile qui a guidé mes pas et la source de mon courage. Merci pour tes sacrifices, ta tendresse et ta sagesse. Ce travail est dédié à toi, en témoignage de ma profonde gratitude et de mon amour éternel.

À mon regretté père, Ahmed;

Même si tu n'es plus parmi nous physiquement, ton héritage de persévérance, d'intégrité et de gentillesse continues de m'inspirer chaque jour. Tu restes vivant dans mes souvenirs et dans chaque succès que j'accomplis. Ce mémoire est un hommage à ta mémoire, en reconnaissance de tout ce que tu as fait pour moi.

À mon oncle regretté, Boudjema;

Ton absence laisse un vide dans nos vies, mais ta gentillesse, ton humour et ta générosité continuent de vivre à travers nos souvenirs. Ce travail est dédié à toi en signe de respect et d'affection pour l'impact positif que tu as eu sur moi. J'espérais que vous assisteriez mon soutenance parce que tu m'as toujours encouragé à étudier et tu étais toujours à la place de mon père .

À ma sœur bien-aimée, Karima;

Ta présence joyeuse et ton soutien constant ont illuminé mon parcours. Ce mémoire est dédié à toi en reconnaissance de notre lien indéfectible et de toutes les fois où tu as été mon rocher dans les moments difficiles.

À mes amis, Asma, Roumaïssa, Dhoha et Ines ;

ceux qui ont ri avec moi dans les moments de joie et partagé mes fardeaux dans les moments difficiles. Votre amitié est un cadeau précieux que je chéris profondément. Ce travail est dédié à vous tous,

À la famille TALBI et AMICHI,

Votre présence dans ma vie a été une source constante de réconfort, de joie et de soutien. En ces mots, je tiens à exprimer ma profonde gratitude pour toutes les fois où vous avez été là pour moi, que ce soit dans les moments de bonheur ou dans les moments difficiles.

TALBI Loubna

Remerciements :

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude envers Dieu, le Créateur tout-puissant, pour m'avoir guidé et soutenu tout au long de mon parcours académique et de recherche. Sa grâce et sa sagesse ont été des sources d'inspiration inestimables.

Je souhaite également adresser mes remerciements les plus sincères à M. MEDDI, mon promoteur, dont l'encadrement, les conseils avisés et la confiance en mon travail ont été essentiels à la réalisation de ce projet.

Je tiens à exprimer ma reconnaissance envers le subdivisionnaire des ressources en eau de la commune de BOUINAN pour sa collaboration précieuse et ses précieuses informations qui ont enrichi mon travail.

Je tiens à remercier l'ensemble de mes professeurs qui m'ont guidé tout au long de mon parcours académique. Leurs enseignements et leur passion pour la connaissance ont été une source d'inspiration constante.

Enfin, un grand merci aux membres du jury et aux enseignants qui ont accepté de consacrer leur temps et leur expertise pour évaluer mon travail. Leurs commentaires et leurs suggestions ont grandement contribué à l'amélioration de ce mémoire.

Finalement, je veux dire un grand merci à toutes les personnes qui m'a donné un soutien pour le développement de ce mémoire de fin d'études.

ملخص:

تناول هذه المذكرة تقييما لحالة شبكة الصرف الصحي الخاصة بمدينة عمروسة المتواجدة بولاية البليدة والتي تعتبر من أهم المناطق المتأثرة ببناء المدن الجديدة بالولاية حيث و باستعمال جميع المعطيات ،الطرق والتحليل توصلنا الى ان هذه الشبكة أصبحت غير قادرة على مواكبة هذه الزيادة . في خضم هذه المذكرة قمنا باتباع خطوات مدروسة بعناية من أجل إيجاد حلول لجل مشاكل الشبكة بحيث إقترحنا حلول تقنية وإقتصادية مناسبة لحلها من تغيير للأنابيب ،توسعة الشبكة لتغطية أغلب مناطق المدينة والحرص على سير الشبكة في أفضل احوالها.

Résume :

Ce mémoire évalue l'état du réseau d'assainissement de la ville d'Amroussa, située dans la wilaya de Blida, l'une des zones les plus touchées par la construction de nouvelles villes dans la région. En utilisant toutes les données, méthodes et analyses disponibles, nous avons conclu que ce réseau ne peut plus suivre cette augmentation. Dans ce mémoire , nous avons suivi des étapes méticuleuses pour trouver des solutions aux problèmes du réseau. Nous avons proposé des solutions techniques et économiques appropriées, notamment le remplacement des tuyaux, l'extension du réseau pour couvrir la plupart des zones de la ville, et nous avons veillé à ce que le réseau fonctionne dans les meilleures conditions.

Abstract :

This thesis evaluates the state of the sewage network in the city of Amroussa, located in the Blida province, which is one of the key areas affected by the construction of new cities in the province. Using all the available data, methods, and analyses, we have determined that this network is no longer able to cope with this increase. Within this thesis, we meticulously followed steps to find solutions to the network's problems. We proposed suitable technical and economic solutions, including changing the pipes, expanding the network to cover most areas of the city, and ensuring the network operates under the best conditions.

Table des matières :

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des planches

Introduction générale

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

Introduction:.....	1
I.1 .Localisation Géographique	3
I.1.1.la situation géographique de la commune de BOUINAN:.....	3
I.1.2.la situation géographique de l'agglomération d'AMROUSSA	4
I.2. Caractéristiques physiques.....	5
I.2.1.La situation topographique.....	5
I.2.2.Sismicité.....	6
I.2.3.La synthèse géologique.....	7
I.2.4.la situation climatique	8
I.2.4.1.Pluviométrie	8
I.2.4.2. la température	9
I.2.4.3.Humidité	10
I.2.4.4. le vent	10
I.2.4.5.Évaporation	10
I.3. Caractéristiques hydraulique	11
I.3.1. l'alimentation en eau potable.....	11
I.3.2.le réseau d'assainissement	11
I.3. Caractéristiques démographique	11
Conclusion	11

Chapitre II : étude hydrologique

Introduction	14
II.1.généralités	14
II.1.1. définition d'hydrologie	14
II.1.2. le role d'hydrologie	14
II.1.3.Les averses	14
II.1.4. Les petites pluies.....	15
II.2.choix de période de retour	15
II.3. Détermination de l'intensité moyenne de précipitation	15

II.3.1. Analyse des données pluviométriques et le choix du type de loi d'ajustement	16
II.3.1.1. Test d'homogénéité	16
II.3.1.2 .Analyse statistiques des données pluviométriques	16
II.3.1.2.1. les donnes pluviométriques	16
II.3.1.2.2. Les caractéristiques empiriques	18
II.3.1.3.l'Ajustement statistique	18
II.3.1.3.1.Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel	19
II.3.1.3.2.Ajustement à la loi GEV	21
II.3.1.3.3.Ajustement à la loi de log normale	22
II.3.1.3.3.Test d'adéquation	24
II.3.2.Calcul de la valeur de l'intensité a une période de retour donnée	24
Conclusion	26

Chapitre III : calcul de base

Introduction	28
III.1.les systèmes d'évacuation	28
III.1.1. définition d'un système d'évacuation	28
III.1.2. Les systèmes d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales	28
III.1.2.1.Système unitaire	29
III.1.2.2 Système séparatif	30
III.1.2.3.Système pseudo-séparatif	31
III.1.3.Choix du système d'assainissement	33
III.2. les schémas d'évacuation	33
III.2.1Définition d'un schéma d'évacuation	33
III.2.2.Différents schémas d'évacuation	34
III.2.2.1.Schéma Perpendiculaire	34
III.2.2.2.Schéma par déplacement latéral	35
III.2.2.3.Schéma radial	35
III.2.2.4.Schéma par zone étagé	36
III.2.3.Le choix du schéma d'évacuation	36
III.3.découpage de l'aire d'étude en sous bassins	36
III.4.Évaluation de la population	37
III.4.1 la densité d'habitation	36
III.5.Évaluation du coefficient de ruissellement	38
III.5 Calcul de la population de chaque sous bassin	40

III.5.1.Estime le coefficient de ruissellement	40
III.5.2.Calcule le coefficient de ruissellement pondéré total	40
III.5.3.Calcul la densité partielle de chaque sous bassin	41
III.5.4.Déduit le nombre d'habitant de chaque sous bassin	41
Conclusion	42

Chapitre IV : Estimation des débits à évacuer

Introduction	44
IV.1. Évaluation des débits d'eaux usées	44
IV.1.1.Nature des eaux usées à évacuer	44
IV.1.1.1.Les eaux usées domestiques	44
IV.1.1.1.1.Consommation d'eau potable	44
IV.1.1.1.2.Évaluation des débits des eaux usées domestiques	45
IV.1.1.1.3.Évaluation du débit moyen journalier	45
IV.1.1.1.4.Évaluation des débits de pointe	45
IV.1.1.2.Eaux usées du service public	46
IV.1.1.3.Les eaux usées industrielles	48
IV.1.1.4.Eaux parasites	48
IV.1.2.Évaluation des débits des eaux pluviales	50
IV.1.2.1.La méthode rationnelle	51
IV.1.2.1.1.Coefficient réducteur de l'intensité	51
IV.1.2.1.2.Validité de la méthode rationnelle	53
IV.1.2.1.3.Hypothèses de la méthode rationnelle	54
IV.1.2.1.4.Critique de la méthode rationnelle	54
IV.1.2.2.Choix de la méthode	54
IV.1.2.3.Calcul des débits pluviaux	54
IV.1.2.3.Calcul des débits totaux de chaque sous bassin	55
Conclusion	56

Chapitre 05 :Diagnostic et réhabilitation du réseau.

Introduction	58
V.1 Diagnostic du réseau	58
V.1.1.définition du diagnostic	58
V.1.2.Objectifs du diagnostic	59
V.1.3.Les types du diagnostic	59

V.1.4.les phases principales d'une étude de diagnostic	59
V.1.4.1.Rassembler et utiliser des informations.....	59
V.1.4.1.1.Informations fondamentales.....	60
V.1.4.1.2.Informations d'orientation	60
V.1.4.2.Le pré diagnostic	60
V.1.4.2.1.Étude détaillée.....	60
V.1.4.2.2.Caractéristiques des problèmes	61
V.1.4.2.3.Techniques d'enquêtes, diagnostic	62
V.1.5.Les avantages du diagnostic	62
V.1.6.État global du réseau d'assainissement existant	62
V.1.6.1.État des collecteurs	63
V.1.6.2.État des regards.....	63
V.1.6.3.État de rejet	63
V.1.7.Résultats de diagnostic hydraulique de la ville d'AMROUSSA.....	64
V.2.Réhabilitation du réseau.....	77
V.2.1.Conditions du réablitation	77
V.2.1.1.Auto curage	78
V.2.2.Hypothèse de calcul.....	78
V.2.3.Mode calcul	79
V.2.4. Condition d'implantation de réseau	81
V.2.5.Résultats du réhabilitation	81
Conclusion.....	99

Chapitre VI: Les éléments constitutifs du réseau.

Introduction	101
VI.1.Les ouvrages principaux.....	101
VI.1.1.Les canalisations	101
VI.1.1.1.Les types de canalisations	101
VI.1.1.2.Le choix du type de canalisation	103
VI.1.1.3.Différentes actions supportées par la conduite.....	103
VI.1.1.4.Protection des conduites	103
VI.1.1.5.Les essais des conduites préfabriquées	104
VI.1.1.5.1.Essai à l'étanchéité	104
VI.1.1.5.2.Essai à l'écrasement	105

VI.1.1.5.3.Essai à la corrosion	105
VI.1.1.6.Pose de canalisation.....	106
VI.1.1.5.1.Les modes de pose	106
VI.1.2.Assemblage.....	107
VI.1.2.1.Assemblage à joint.....	107
VI.1.2.2.Joints des conduites en CAO	107
VI.2. Les ouvrages annexes	107
VI.2.1.Les ouvrages normaux	108
VI.2.1.1. Les branchements	108
VI.2.1.2. Ouvrages des surfaces.....	108
VI.2.2.Les ouvrages spéciaux	111
VI.2.2.1.Déversoirs d'orage	111
VI.2.2.1.1. Emplacement des déversoirs d'orage.....	112
VI.2.2.1.2.Types des déversoirs d'orage.....	113
VI.2.2.1.3.Dimensionnement des déversoirs d'orage	113
Conclusion	116

Chapitre VII: Management de projet.

Introduction	118
VII.1.Exécution des travaux	118
VII.1.1.Vérification, manutention et stockage des conduites.....	118
VII.1.1.1 Manutention	119
VII.1.1.2.Stockage	120
VII.1.2.Décapage de la couche de végétation (goudronné)	120
VII.1.3.Emplacement des jalons des piquets	120
VII.1.4.Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards	121
VII.1.4.1.La profondeur de la tranchée	121
VII.1.4.1.Largeur de la tranchée	121
VII.1.5.volume du lit de pose	121
VII.1.6.La mise en place des conduites	122
VII.1.7.Assemblage des conduites.....	122
VII.1.8.Essais sur les joints et les canalisations	123
VII.1.9.Construction des regards et des boites de branchement	123
VII.1.9.1.Réalisation des regards.....	123

VII.1.9.2.Réalisation des boîtes de branchement	123
VII.1.10.Exécution des ouvrages spéciaux	123
VII.1.11.Remblaiement des tranchées	124
VII.1.11.1. Matériau d'enrobage	124
VII.1.11.2. Couverture	124
VII.2.Choix des engins	124
VII.2.Détermination des différents volumes des travaux	126
VII.4 .Devis quantitatif et estimatif	128
VII.5.Planification des travaux	129
VII.5.1.Techniques de la planification	130
VII.5.1.1.Définition du réseau.....	130
VII.5.1.2.Construction du réseau.....	131
VII.5.1.3.Méthode C.P.M (méthode du chemin critique).....	131
VII.5.2.Les étapes de la planification	131
VII.5.3. la méthode C.P.M	132
Conclusion.....	136

Conclusion générale

Références bibliographiques

Annexes

Liste des tableaux :

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

Tableau I-1: présentation des moyennes mensuelles des précipitations	8
Tableau I-2 : Répartition mensuelle de la température de LA MITIDJA Orientale (1980-2010)	9
Tableau I-3 : Humidités relative moyennes mensuelles.....	10
Tableau I-4 : Répartition mensuelle de la vitesse des vents.....	10
Tableau I-5 : Répartition mensuelle de l'évaporation.....	10

Chapitre II : étude hydrologique

Tableau II-1 : Précipitation maximale journalière pour la station de SOUMAA.....	17
Tableau II.2 : les caractéristiques empiriques de l'échantillon.....	18
Tableau II-3 : Résultat de l'ajustement à la loi Gumbel (Hyfran).....	20
Tableau II-4 : Résultat de l'ajustement à la loi GEV (Hyfran).....	21
Tableau II-5 : Résultat de l'ajustement à la loi de log normale(Hyfran).....	23
Tableau II-6: Résultat de Khi 2 théorique et calculé pour les trois lois.....	24
Tableau II-7 : les paramètres de la loi de Gumbel	25

Chapitre III : calcul de base

Tableau III-1: les surfaces des sous bassin.....	36
Tableau III-2 : évolution de la population à l'horizon de calcul.....	37
Tableau III-3: Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol.....	39
Tableau III-4: Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.....	39
Tableau III-5: Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la densité de Population.....	39
Tableau III-6: Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la nature des Surfaces.....	40
Tableau III-7: coefficient de ruissellement, la densité partielle et la population pour chaque sous bassin	41

Chapitre IV : Estimation des débits à évacuer

Tableau IV-1: Estimation des débits des eaux usées domestiques moyenne	46
Tableau IV-2: dotation du service public.....	46
Tableau IV-3: Estimation des débits des eaux usées du service public.....	47
Tableau IV-4: Estimation des débits d'infiltration.....	49
Tableau IV-5: Estimation des débits usées	50
Tableau IV-6: Valeurs de coefficient réducteur d'intensité α	53
Tableau IV-7: Valeurs de coefficient réducteur d'intensité α de chaque sous bassin	53
Tableau IV-8: Estimation des débits pluviales.....	55
Tableau IV-9: les débits totaux de chaque sous bassin.....	55

Chapitre V :Diagnostic et réhabilitation du réseau.

Tableau V-1 : l'état du réseau d'assainissement de la ville d'AMROUSSA	65
Tableau V-2: Coefficient de Manning-Strickler (Ks) en fonction de la nature parois.....	80
Tableau V-3: Choix de conduites et coefficient de Manning-Strickler(Ks).....	80
Tableau V-4 : les résultantes du diagnostic du réseau.....	83
Tableau V-5 : les modification apportées au réseau.....	99

Chapitre VI. Les éléments constitutifs du réseau.

Tableau VI-1: Dimensionnement des regards.....	111
Tableau VI-2: Résultats de dimensionnement des déversoirs d'orges.....	116

Chapitre VII: Management de projet.

Tableau VIII-1: coefficients de foisonnement pour différente nature de sol.....	128
Tableau VIII-2: résultats de calcul des volumes.....	128
Tableau VIII-3: résultats de calcul de devis.....	128
Tableau VIII-4: Les symboles et les durées de différentes opérations.....	134
Tableau VIII-5 : l'opération précède et succède de chaque opération.....	134
Tableau VIII-6: Détermination des délais.....	135

Liste des figures :

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

Figure I-1 : la situation géographique de la commune BOUINAN.....	4
Figure I-2 : la situation géographique de la ville d'AMROUSSA.....	5
Figure I-3 : la situation topographique de la ville d'AMROUSSA.....	6
Figure I- 4: Carte de zonage sismique de l'Algérie.....	7

Chapitre II : étude hydrologique

Figure II-1: Ajustement à la loi de Gumbel.....	20
Figure II-1: Ajustement à la loi de GEV.....	22
Figure II-3: Ajustement à la loi de log normale.....	23

Chapitre III : calcul de base

Figure III-1: Système unitaire.....	29
Figure III-2: système séparatif.....	30
Figure III-3 :Système pseudo-séparatif.....	32
Figure III-4 : schéma perpendiculaire.....	35
Figure III-5 : schéma par déplacement latéral.....	35
Figure III-6 : schéma radial.....	35
Figure III-7 : schéma du collecteur par zone étagée.....	36

Chapitre IV : Estimation des débits à évacuer

Figure IV-1:Principe schématique de détermination du coefficient réducteur d'intensité α	52
---	----

Chapitre 05 :Diagnostic et réhabilitation du réseau

Figure V-1 : Regard du réseau d'assainissement d'AMROUSSA.....	63
Figure V-1 : le point de rejet du réseau d'assainissement d'AMROUSSA.....	64

Chapitre VI. Les éléments constitutifs du réseau.

Figure VI-1 : les bouches d'égout.	109
---	-----

Chapitre VII: Management de projet.

Figure VII-1:Réseau à flèches	136
-------------------------------------	-----

Liste des planches:

Planche n°1/7 : Plan de situation de la ville d'AMROUSSA.

Planche n°2/7 : Plan de masse de la ville d'AMROUSSA.

Planche n°3/7: Tracé du réseau existant d'assainissement.

Planche n°4/7 : Plan de délimitation des sous bassin .

Planche n°5/7 : Tracé du réseau projeté d'assainissement.

Planche n°6/7 : Profil en long.

Planche n°7/7 : Ouvrages annexes.

Introduction générale

La croissance démographique mondiale a un impact majeur sur la fonctionnalité des systèmes d'assainissement ce qui nécessite la réalisation de diagnostics périodiques pour évaluer leur état.

Un diagnostic représente une évaluation élaborée après une analyse approfondie des indicateurs spécifiques. Son but est de fournir une vision d'ensemble simplifiée mais ancrée dans la réalité de la situation. Cette vision doit être suffisamment claire pour être comprise par toutes les parties impliquées. Les objectifs de ce diagnostic sont les suivants :

- ◆ Établir une compréhension commune de la situation.
 - ◆ Identifier, classer et hiérarchiser les problèmes et les défis en fonction de leur importance.
- Définir les orientations et les étapes nécessaires pour amorcer la mise en place d'un service d'assainissement efficace.

L'objectif de ce mémoire est d'évaluer l'état du réseau d'assainissement d'AMROUSSA qui est une zone d'une importance cruciale en raison de la construction de nouvelles villes dans la wilaya de BLIDA , ce document propose également des solutions techniques et économiques viables pour résoudre la majeure partie des problèmes qui affectent ce réseau d'assainissement.

Chapitre I :
**Présentation de la zone
d'étude**

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

Introduction:

L'étape cruciale de la planification et de la réalisation de projets, de recherches ou d'études consiste à définir la zone d'étude. L'objectif principal de ce chapitre est d'établir les bases essentielles pour une compréhension approfondie de notre zone sous tous ses aspects géographique, physique, hydraulique et démographique.

I.1 .Localisation Géographique:

Pour une meilleure compréhension de l'agglomération d'Amroussa, nous devons d'abord commencer par une présentation de la commune de BOUINAN.

I.1.1.la situation géographique de la commune de BOUINAN:

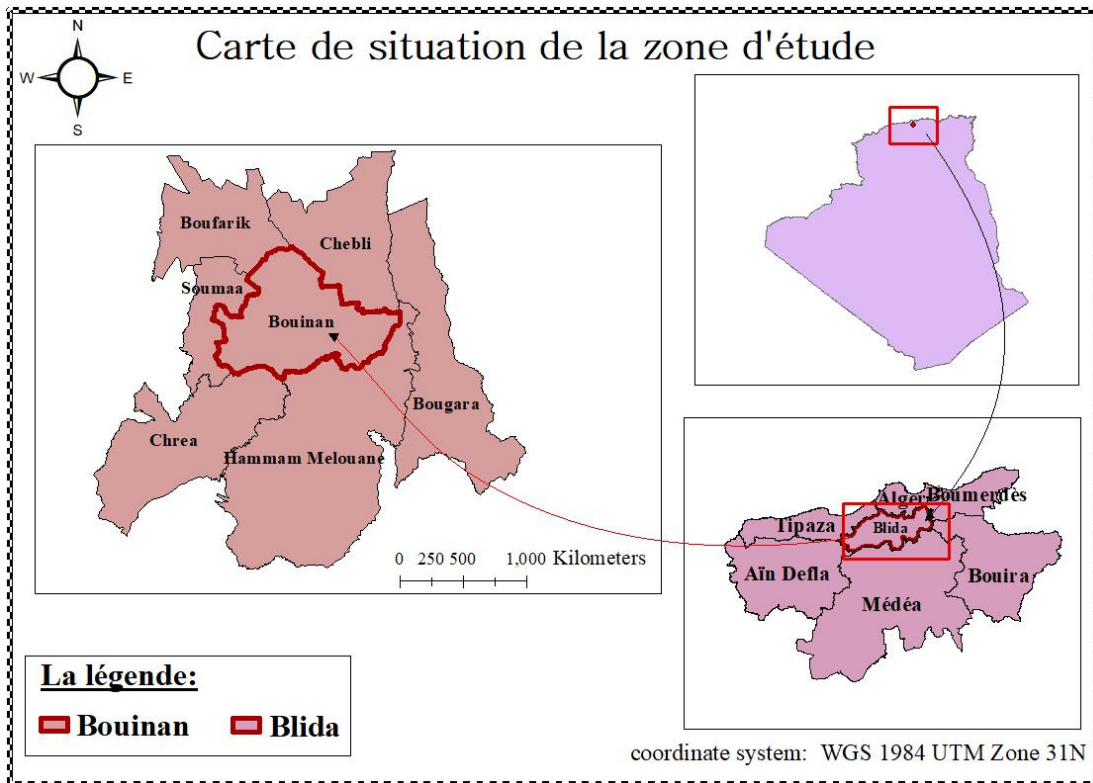
La commune de BOUINAN, s'étend sur une superficie de 7309 ha se situe au centre de la plaine de la MITIDJA Est à une quinzaine de kilomètres du chef-lieu de la wilaya de BLIDA et à 35 km au sud-ouest de la capitale Alger, 60 %de sa superficie globale (4385 ha) se trouvent en montagne.

Chef-lieu de Daïra BOUINAN est structuré par une agglomération principale .chef-lieu de commune BOUINAN et par trois agglomérations secondaires suivantes:

- ◆ Amroussa
- ◆ Hassainia
- ◆ El Mellaha (chréa)

La commune de BOUINAN est entourée par les communes suivantes :

- ◆ Au Nord par la commune de BOUFARIK et CHEBLI
- ◆ A l'Est par la commune de SOUMAA
- ◆ A l'Ouest par les communes de BOUGARA et HAMMAM MELOUANE
- ◆ Au Sud par l'ATLAS BLEDEEN [1].



La source : Arcgis ,2023

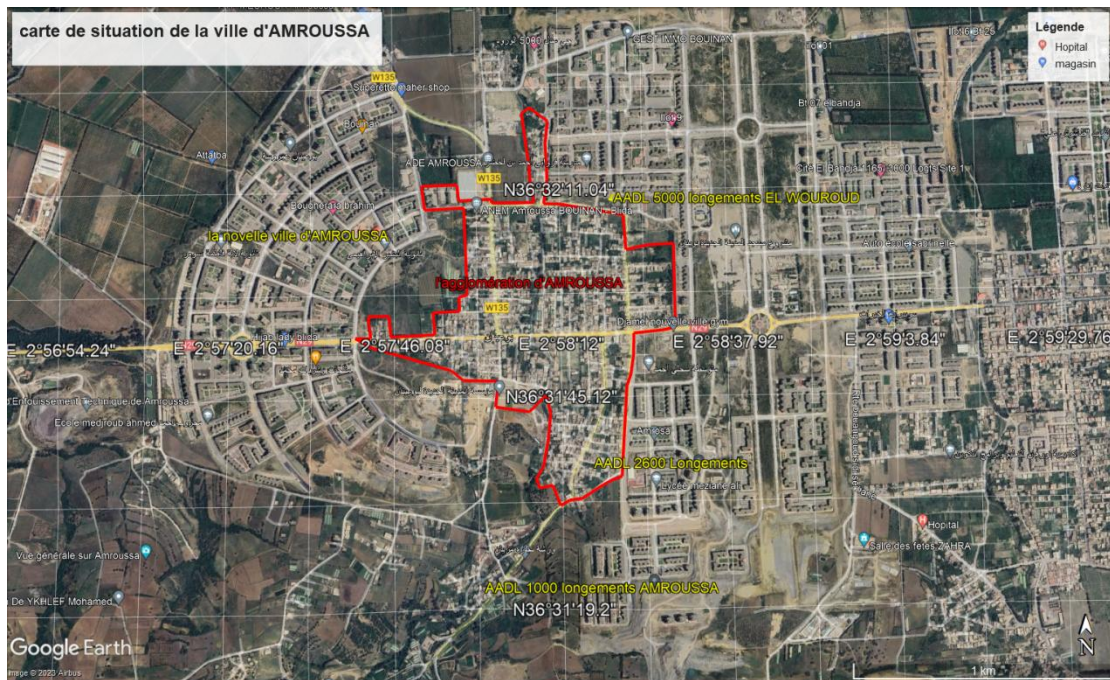
Figure I-1 : la situation géographique de la commune BOUINAN.

I.1.2. la situation géographique de l'agglomération d'AMROUSSA :

Amroussa représente l'une des agglomérations de la commune de BOUINAN, située à une distance d'environ 2 kilomètres à l'ouest de BOUINAN, le chef-lieu de cette commune. Cette agglomération d'Amroussa couvre une superficie environ de 68 hectares.

Elle est délimité :

- ◆ Au Nord: les terres agricoles et l'AADL 5000 logements EL WOUROUD
- ◆ Au sud : les terres agricoles et AADL 1000 logements AMROUSSA
- ◆ A l'est : AADL 2600 logements AMROUSSA
- ◆ A l'ouest : la Nouvelle ville d'AMROUSSA.



La source : google Earth ,2023.

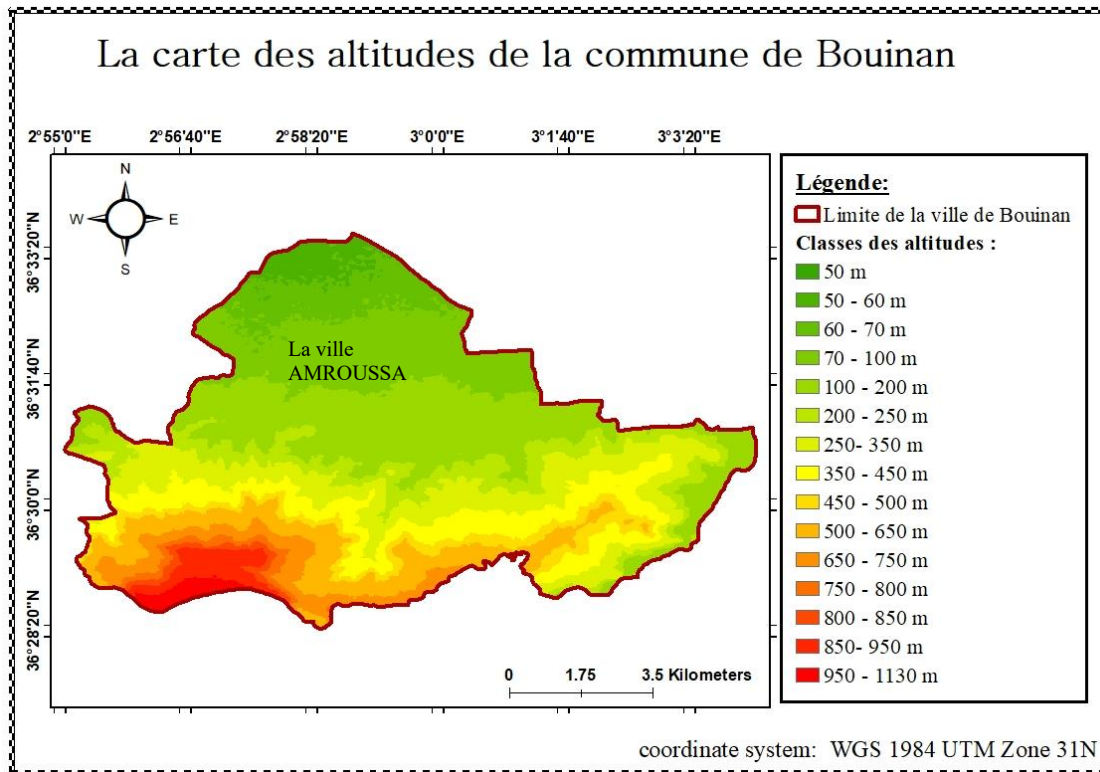
Figure I-2 : la situation géographique de la ville d'AMROUSSA.

I .2. Caractéristiques physiques:

Ses caractéristiques englobent une analyse approfondie des éléments naturels qui définissent notre zone d'étude. Cela comprend une évaluation détaillée du climat, de la composition géologique et de la configuration topographique de la région.

I .2.1.La situation topographique:

La région se caractérise par une topographie variée, allant d'une altitude maximale de 100 mètres à une altitude minimale de 57 mètres, avec une moyenne de 78 mètres.



La source :Arcgic ,2023

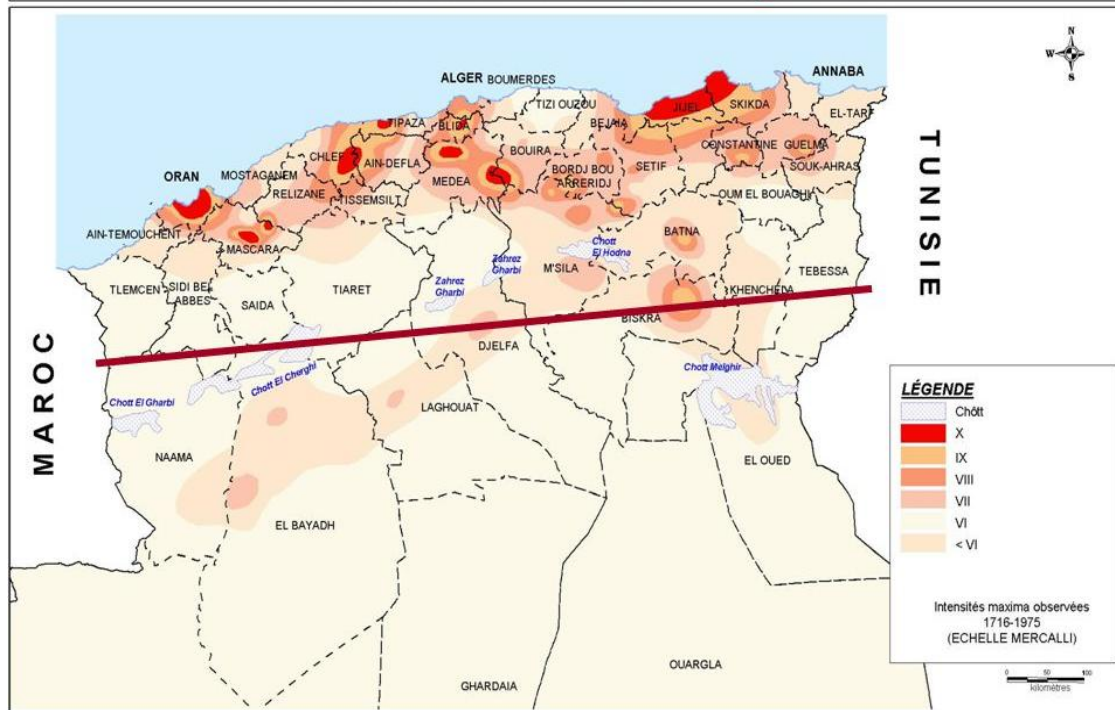
Figure I-3 : la situation topographique de la ville d'AMROUSSA.

I .2.2.Sismicité:

Les localités de BOUINAN et d'AMROUSSA se situent dans une zone géographique où l'activité sismique peut être importante, car elles sont toutes deux situées au-dessus de la faille tectonique qui marque la frontière entre le continent africain et le continent européen [1].

Cette zone sismique peut entraîner des risques géologiques dans la région, ce qui souligne l'importance de prendre en compte les mesures de prévention et de sécurité nécessaires pour minimiser les effets des tremblements de terre potentiels.

La sismicité en Algérie



Source : <https://slideplayer.fr/slide/2572389/>

Figure I- 4: Carte de zonage sismique de l'Algérie.

I .2.3.La synthèse géologique :

Le cadre géologique local est caractérisé par la série litho stratigraphique suivante :

- a) **Miocène et roches plus anciennes:** Ces roches sont présentes en profondeur et affleurent par endroits dans les piedmonts Nord de l'Atlas. Les types de roches les plus communément rencontrées sont les roches argileuses contenant des schistes argileux des argilites et des argiles.
- b) **Le Plaisancien::** Formé essentiellement de marnes bleues avec localement des bancs de grès faiblement glauconieux. Cet étage peut atteindre une puissance considérable (>200 m). Les affleurements sont visibles uniquement dans les collines du Sahel.
- c) **l'Astien:** Il est bien développé sur le versant sud du Sahel et apparaît très peu sur la bordure sud de la MITIDJA. Épaisse de 100 à 200 m, la formation de l'Astien se présente sous différents faciès :
 - ◆ Un faciès marno-sableux,
 - ◆ Un Faciès calcairo-gréseux,
 - ◆ Un faciès gréseux et sableux.

- d) Le Calabrien-villafranchien (formation d'El Harrach):** Cette formation connue sous le nom de marnes d'El Harrach est une séquence relativement uniforme d'argiles plastiques jaunâtres ou grises se développant sur une puissance de 200m.
- e) Le Soltamo-tensiftien(Formation de la MITIDJA):** Cet étage est constitué principalement de matériaux grossiers : graviers et galets avec des limons ou des argiles. Ces dépôts, représentés dans toute la plaine (à l'exception de la partie occidentale) constituent la formation de la Mitidja puissante de 100 à 200m.
- f) Le Flandrien-Rharbien(Formations du Mazafran et de Halloula) :** Ces formations sont constituées de limons gris et d'argiles marneuses que l'on rencontre dans les terrains bas de la plaine de la MITIDJA. La formation de Halloula se situe à l'ouest des oueds Djer et Bouroumi dans le secteur de l'ancien lac Halloula.. Les limons de la formation du Mazafran se rencontrent le long et dans la cluse du Mazafran. Ils ont une épaisseur maximum de 60m.
- g) Les dépôts récents:** Ceux-ci comprennent des dépôts de sables dunaires en bordure de la baie d'Alger, de sables et graviers des lits des oueds actuels et de dépôts divers des piémonts de l'Atlas [2].

I.2.4.la situation climatique :

La localité de la ville de AMROUSSA bénéficie d'un climat du type méditerranéen en raison de sa situation géographique. ce climat se caractérise principalement par une alternance saisonnière. Ainsi, la période d'avril à septembre est marquée par une chaleur sèche, tandis que les mois d'octobre à mars sont plutôt froids et humides[2].

I.2.4.1.Pluviométrie :

D'après les observations effectuées à la station de SOUMAA, il est possible de constater que les précipitations sont souvent imprévisibles et peuvent prendre la forme de pluies torrentielles. Pour mieux comprendre cette situation, le tableau I-2 présente les moyennes mensuelles de précipitations sur une période de 28 ans, allant de 1993 à 2021:

Tableau I-1: présentation des moyennes mensuelles des précipitations (1993-2021) .

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Annule
P _{moy} (mm)	16.8	29.2	34	27.5	30	24.6	24.3	25.2	25.7	5.5	1.0	6.0	249.7

Source:ANRH BLIDA ,2023

Selon le tableau I-1 au-dessus on a deux périodes:

- ◆ La saison des pluies s'étend de septembre à mai avec un pic de précipitations atteignant 34 mm enregistré en Novembre .
- ◆ La saison sèche s'étend de juin à août avec une quantité de pluie minimale de 1.0 mm enregistré en juillet.

I.2.4.2. la température :

D'après les observations des températures de MITIDJA orientale durant la période 1980-2010, effectuées à la station de DAR EL BEIDA par l'office national de la météorologie la température est variée entre 32.12C° et 5.1 C° .

Le tableau présent la répartition mensuelle de la température de LA MITIDJA Orientale (1980-2010) :

Tableau I-2 : Répartition mensuelle de la température de LA MITIDJA Orientale (1980-2010)

Moiss	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Moy (C°)
T _{Moy} (C°)	23.6	20.1	15.4	12.5	11.13	11.65	13.25	15.05	18.33	22.25	25.2	26.11	17.88
T _{Min} (C°)	17.6	14.2	10	6.9	5.6	5.1	7.1	9.4	13	16.5	19	20.1	12.04
T _{Max} (C°)	29.54	26.04	20.88	18.1	16.66	18.2	19.4	20.7	23.66	28	31.4	32.12	23.72

Source: ANRH BLIDA ,2017

Note :

Moy :Moyenne inter-annuelle(C°)

Selon le tableau au-dessus, on peut distinguer deux périodes :

- ◆ Une période froide qui s'étale de Novembre à Avril ; les mois les plus froids sont Janvier et Février où la température moyenne mensuelle est de 5.1 °C.
- ◆ Une période chaude qui s'étale de Mai à Octobre ; les mois les plus chauds sont Juillet et Août où la température moyenne mensuelle dépasse 32 °C.

I .2.4.3.Humidité :

D'après les observations effectuées à la station de SOUMAA, le tableau suivant (Tableau I-3) présente les humidité relative moyenne mensuelle de la ville d'AMROUSSA:

Tableau I-3 : Humidité relative moyennes mensuelle (1993-2021).

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc	Total
Humidité (%)	85	84.2	84.6	82	84.25	84.75	84.75	85	86.75	85.5	84.4	85.4	84,8

Source:ANRH BLIDA,2023

I .2.4.4. le vent :

D'après les observations effectuées à la station de SOUMAA, le tableau suivant (Tableau I-4) présente la répartition mensuelle de la vitesse de vent dans la ville d'AMROUSSA :

Tableau I-4 : Répartition mensuelle de la vitesse des vents (1993-2021).

Mois	jan	Fév	mars	avr	mai	juin	juil	Aout	sep	oct	nov	déc
V(m/s)	3.0	3.1	2.6	3.1	2.8	3.0	3.2	3.1	2.5	2.3	2.5	3.7

Source:ANRH BLIDA,2023

I .2.4.5.Évaporation :

D'après les observations effectuées à la station de SOUMAA,Le tableau suivant (Tableau I-5) présente la répartition mensuelle de la vitesse de vent dans la ville d' AMROUSSA :

Tableau I-5 :Répartition mensuelle de l'évaporation (1993-2021).

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
Max (mm)	169,4	192,3	195,5	224,1	170,3	209,7	186,4	172,2	308,9	277,4	281,4	233,4
Min (mm)	48,41	23,2	38,8	28,4	26,7	44,8	31,1	70,8	80,5	56,6	40	135,7
Moy (mm)	114,08	101,34	84,26	68,82	26,7	44,8	31,1	112,08	152,69	174,89	197,88	189,09

Source:ANRH BLIDA,2023.

I .3. Caractéristiques hydrauliques :

Ses caractéristiques fournissent l'ensemble des données essentielles pour définir notre zone en ce qui concerne l'alimentation en eau potable et les systèmes d'assainissement.

I .3.1. l'alimentation en eau potable:

Les besoins d'eau d'AMROUSSA sont satisfaits par les eaux souterraines provenant de trois forages, avec une capacité totale de 40 l/s soit 3456 m³/j , les eaux produites sont refoulées via une conduite de diamètre 160 en PVC, de longueur 1220 ml, vers un réservoir de 500 m³ qui sert de bache de reprise à la station de pompage d'Amroussa, qui refoule à son tour vers un réservoir de 500 m³ qui fait la distribution vers Amroussa [3].

I .3.2.le réseau d'assainissement :

La ville d'Amroussa dispose d'un réseau d'assainissement du type unitaire. Ce réseau est composé de deux collecteurs principaux distincts, qui sont séparés par le cours d'eau d'Amroussa. Les diamètres de ces collecteurs varient dans une plage allant de 315 mm à 1200 mm. Au total, la longueur cumulée de ces collecteurs atteint 10514,5 ml[3].

I .3. Caractéristiques démographique :

Les caractéristiques mentionnées regroupent toutes les données essentielles pour évaluer la population de notre zone. Selon les informations fournies par l'APC de BOUINAN, la population totale de la commune de BOUINAN lors du dernier recensement en 2023 s'élève à 68 523 habitants, sur une superficie de 2 924 hectares. Par conséquent, la densité de population est de 24 habitants par hectare. En utilisant cette densité de population de la commune de BOUINAN comme référence, nous pouvons estimer que la population totale dans notre zone spécifique est d'environ 1627 habitants, en supposant un taux de croissance de 4,6 % [4].

Conclusion :

La ville d'AMROUSSA située dans la commune de BOUINAN dans la wilaya de Blida, est une agglomération qui présente une grande diversité géographique. Cette région est sujette à une activité sismique potentielle et renferme une série lithostratigraphique variée. Le climat est du type méditerranéen, et en ce qui concerne l'alimentation en eau potable et le système d'assainissement, notre région bénéficie d'une alimentation en eau souterraine et d'un réseau d'assainissement du type unitaire.

En 2023, la population totale d'Amroussa s'élève à 1627 habitants, avec un taux de croissance de 4,6 %.

Chapitre II:
L'étude hydrologique

Chapitre II : étude hydrologique

Introduction :

Le calcul hydrologique revêt une étape cruciale dans la conception des systèmes d'assainissement. Dans ce chapitre, nous allons vous exposer la méthode ainsi que toutes les étapes fondamentales nécessaires pour convertir les données de base à savoir les précipitations en intensité pour calculer les débits pluviaux.

II.1.généralités :

Tout d'abord , il faut définir certains termes qui sont :

II.1.1. définition d'hydrologie :

D'une façon globale, l'hydrologie peut être définie comme étant la science qui étudie le cycle de l'eau dans la nature, plus précisément les échanges entre l'atmosphère, la surface de la Terre et son sous-sol. Elle s'intéresse également à l'évaluation des différents flux [5].

II.1.2. le role d'hydrologie :

De nos jours, l'hydrologie revêt une importance majeure pour les ingénieurs qui s'emploient à gérer et à contrôler les ressources en eau naturelles. Des études hydrologiques, de divers niveaux de complexité, sont essentielles lors de la planification et de la mise en œuvre de projets variés tels que la production d'énergie hydroélectrique, la distribution d'eau potable, la protection contre les inondations, le traitement des eaux usées, le drainage, l'irrigation, la construction de barrages et le développement de voies navigables fluviales .

II.1.3.Les averses :

Les averses sont des périodes de précipitations liées à un seul événement météorologique. La durée de ces précipitations peut s'étendre de quelques minutes à plusieurs dizaines d'heures de manière ininterrompue.

Les averses prises en compte dans les études se distinguent par l'une des caractéristiques suivantes :

- ◆ Elles présentent une quantité significative de précipitations.
- ◆ Elles affichent une intensité élevée par unité de temps.
- ◆ Elles entraînent une transformation des précipitations brutes en précipitations nettes, ce qui influe sur le débit.
- ◆ Elles sont associées à des phénomènes d'érosion ou à l'apport de

contaminants en raison du ruissellement[6].

II.1.4. Les petites pluies:

Ces précipitations se situent entre les bruines, caractérisées par de très faibles quantités d'eau tombées et ne provoquant pas de ruissellement, et les averses orageuses. Le ruissellement est déclenché lorsque la hauteur d'eau atteint au moins 0,5 mm, tandis que des débits dans les réseaux ne sont observés qu'à partir d'une hauteur d'eau d'au moins 1 mm[6].

II.2.choix de période de retour :

La période de retour est calculée en fonction du temps nécessaire à une averse d'une intensité spécifique pour se produire. Cette estimation découle d'une analyse technico-économique qui cherche à équilibrer les coûts de construction du réseau d'assainissement avec les dépenses engagées pour son entretien.

Lorsqu'il s'agit de projets d'assainissement dans des zones fortement urbanisées, le concepteur prendra en compte la dimension des collecteurs principaux pour évaluer les débits maximums en utilisant des périodes de retour allant jusqu'à 20 ans, voire 50 ans. En Algérie, la pratique courante est de se baser sur une période de retour de dix ans ($T=10$ ans) pour de tels calculs [6].

II.3. Détermination de l'intensité moyenne de précipitation :

L'évaluation de cette intensité moyenne maximale revêt une grande importance lors de la conception des réseaux d'assainissement, des systèmes de drainage et des dispositifs de protection contre l'érosion. En cas d'intensité équivalente, les pluies qui génèrent le débit maximal en un endroit donné du réseau d'écoulement sont celles dont la durée de précipitation est au moins égale au temps nécessaire à l'eau pour atteindre ce point, c'est-à-dire le temps de concentration.

L'ingénieur chargé d'un projet d'assainissement devra estimer l'intensité moyenne maximale afférente à un intervalle de temps Δt , de différents points du réseau et qui sera atteint ou dépassée une fois en 10, 20 ou 50 ans.

Lors de l'étude des averses, il convient donc de déterminer les valeurs des intensités moyennes maximales pour plusieurs valeurs échelonnées de l'intervalle de référence Δt .

L'intensité moyenne est définie en termes de quantité d'eau qui a tombée pendant une période donnée:

$$\text{soit : } \quad \mathbf{I_{moy maximale} = \frac{\Delta h}{\Delta t}} \quad (\text{II-1})$$

Pour déterminer l'intensité des précipitations, plusieurs étapes sont nécessaires :

- ◆ Analyser les données pluviométriques et sélectionner la loi statistique appropriée pour ajuster nos résultats.
- ◆ Calculer les paramètres de la loi choisie à partir des données disponibles.
- ◆ Enfin, obtenir la valeur de l'intensité moyenne des précipitations en se basant sur les résultats de l'analyse statistique[5].

II.3.1. Analyse des données pluviométriques et le choix du type de loi d'ajustement:

II.3.1.1. Test d'homogénéité :

L'homogénéisation des données est une démarche statistique permettant de traiter l'information de manière à prendre des décisions éclairées et cohérentes. Dans le cadre des études hydrologiques, il est essentiel de vérifier la qualité des données utilisées. Il est donc nécessaire de s'assurer de l'homogénéité de notre série de données pluviométriques, ainsi que de sa provenance. Cependant, dans notre cas spécifique, où nous travaillons avec des valeurs maximales de précipitations journalières, il n'est pas nécessaire d'effectuer ce test.

II.3.1.2 .Analyse statistiques des données pluviométriques :

II.3.1.2.1. les données pluviométriques :

Pour l'analyse des précipitations dans le domaine de l'assainissement, il est essentiel de disposer d'une série de données pluviométriques comprenant les valeurs maximales de précipitations journalières sur la période la plus étendue possible.

La station pluviométrique choisie qui est plus proche de notre zone d'étude est celle de SOUMAA les caractéristiques de cette station sont :

Code de la station : 021234

X : 517.45 km

Y : 355.9km

Z : 177 m .

L'analyse statistique des données pluviométriques implique l'évaluation des propriétés empiriques d'un échantillon de données couvrant 28 années d'observations de précipitations mensuelles et des valeurs journalières maximales. Les données relatives aux précipitations journalières maximales sont présentées dans le tableau II-1.

Tableau II-1 : Précipitation maximale journalière pour la station de SOUMAA.

Anées	Sep	oct	nev	dec	jan	fev	mars	avr	mai	juin	juil	aout	P _{jMax}
1993	28,5	28,3	43,8	10,5	68,6	26,6	1,4	20,1	1,2	0	0	0	68,6
1994	37,4	39,8	24,4	22,4	45,4	53,3	44,7	8,4	0	13	0	24,5	53,3
1995	14,5	11,7	24,4	20,3	40	53,3	24,1	94,4	11,1	1,9	1,6	0,8	94,4
1996	25,6	53,1	5,4	15,5	13,5	17,1	7,6	21,3	10,4	1,6	1,9	12,9	53,1
1997	32,5	68,5	64,3	39,4	27,6	20,1	16,4	31,3	57,7	0,8	0	11,9	68,5
1998	9,9	9,3	29,5	24,2	30,3	33,7	26,9	5,6	1,3	1,1	0	0,3	33,7
1999	14,6	3,3	32,1	39,5	5,2	6,1	12,4	14,9	28	0	0	4,2	39,5
2000	7,9	38	32,4	27,7	39,2	16	0,5	15,5	5,5	0,5	0	0	39,2
2001	16,2	7,6	35,3	27,9	21	14,6	23,5	16,2	20,3	0,7	12	10,5	35,3
2002	18,8	18	58,2	37,1	24,5	60,5	12,3	26,3	21,1	0,3	0,8	1,8	60,5
2003	20,4	9,2	28,2	30	40,9	21,4	28,5	30,6	63,4	2,5	5	2,5	63,4
2004	7,6	27,8	54,1	44	32,8	27,2	30,6	25,6	4,8	1,9	0	1,6	54,1
2005	37,9	27,3	24	34,2	24,7	32,4	9,9	3,2	89,5	0	0	1,6	89,5
2006	19,4	9,4	39,2	36,1	5,1	15,5	37,7	20,4	5,1	11,3	2,3	10	39,2
2007	34,5	33,5	49,1	16	13	9,2	22,5	14	26,8	2,8	2,1	1,4	49,1
2008	24,3	72	30,4	30,9	32,1	5,9	16,3	16,3	13,9	0,3	1,4	1,1	72
2009	30,7	6,5	23,7	31,5	26,6	33,8	41	15,4	17,9	18,7	0	23,4	41
2010	3	26,5	23,5	32,5	23,7	49,4	12,4	28	33,5	9,5	0	1	49,4
2011	5	38	28,5	22,3	19,4	53,1	45	68,6	13,1	0	0	24	68,6
2012	6	12,5	41	9,3	32	32,5	17	51,3	108	1	0,4	16,5	108
2013	9,5	14	30	21,5	27	20	50	2	8	35,5	0	0	50
2014	28	23,5	19,5	47	35	15,5	36	0	9,5	7,5	0	0	47
2015	14,5	32,7	23,8	0	48,5	23,5	37	27,5	11,5	0	1,5	0	48,5
2016	6,5	4,9	16	55	60	12	43,5	6,8	1,5	3,8	0	23	60
2017	22,5	25,5	33	21	16	27	18	81	33	44	0	0	81
2018	10,5	49	36,5	71	43	12	14	20	16,5	1	0	5,7	71
2019	25	12	48	13,3	9,5	0	27,5	24,3	63	6	0	6	63
2020	2	19,5	10	21,8	14,5	8,3	23,5	22	13,8	5	0,5	1	23,5
2021	7	14,5	73	31,5	9,5	28	21,4	31	25,6	0,8	0	1,8	73

Source: ANRH BLIDA, 2023

I.3.1.2.2. Les caractéristiques empiriques :

- ♦ La somme des précipitations maximales journalières durant 28ans d'observation

$$\sum_{n=1}^{n=28} P_{j, \max} = 1697.4 \text{ mm} \quad (\text{II-2})$$

- ♦ La moyenne interannuelle des précipitations maximales journalières $P_{\max,j}$ durant 28 ans d'observations est donnée comme suite:

$$\overline{P_{\max, j}} = \frac{\sum_{i=1}^N P_{\max, j}}{N} = 60.62 \text{ mm} \quad (\text{II-3})$$

Avec :

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

N : taille de l'échantillon, le nombre d'années d'observations ($n= 28$ ans).

- ♦ L'écart type « $\sigma P_{\max, j}$ »:

Pour n inférieur à 30 ans on a :

$$\sigma P_{\max, j} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (P_{\max, j} - \overline{P_{\max, j}})^2}{N}} = 19.31 \quad (\text{II-4})$$

- ♦ Le coefficient de variation « CV » :

$$CV = \frac{\sigma P_{\max, j}}{\overline{P_{\max, j}}} = 0.319 \quad (\text{II-5})$$

Le tableau II.2 résume les caractéristiques de la série pluviométrique

Tableau II.2 : les caractéristiques empiriques de l'échantillon.

Nombres d'années d'observation	28
Valeur maximale (mm)	108
Valeur Minimale (mm)	23.5
Médiane (mm)	54.1
Moyenne (mm)	60.62
Ecart-type (mm)	19.31
Coefficient de variation	0.319

II.3.1.3.1'Ajustement statistique :

Étant donné qu'il existe plusieurs approches pour ajuster les séries pluviométriques, le choix de la méthode la plus appropriée dépend de plusieurs facteurs, notamment la distribution de probabilité sous-jacente, la taille de l'échantillon et ses particularités spécifiques. La sélection de la loi de probabilité la plus efficace est souvent basée sur des pratiques éprouvées et l'expérience acquise dans le domaine de l'hydrologie.

En Algérie, on a généralement recours à la loi de Galton pour modéliser les

valeurs moyennes et aux lois de Gumbel et de la distribution généralisée des valeurs extrêmes (GEV) pour représenter les événements météorologiques exceptionnellement rares. Ces lois sont considérées comme les plus adaptées pour décrire les caractéristiques des précipitations dans ce contexte spécifique.

Dans notre étude on va utiliser lois généralement utilisées sont :

- ◆ la loi de Gumbel .
- ◆ La loi de GEV.
- ◆ La loi de log normal.

II.3.1.3.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel :

La loi de Gumbel est souvent utilisée pour estimer les valeurs extrêmes au-delà des données observées et pour évaluer les probabilités de dépassement de seuils critiques. Elle est largement utilisée dans l'analyse des risques d'inondation, la conception des ouvrages hydrauliques, la planification de la gestion des ressources en eau et d'autres applications en hydrologie où la modélisation des événements extrêmes est nécessaire. elle est définie par deux paramètres principaux : la localisation (μ) et l'échelle (β).

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

$$F(X) = e^{-y} \quad (\text{II-6})$$

Sachant que « y » est la variable réduite de la loi de Gumbel :

$$y = \frac{x-x_0}{\alpha} = -\ln(-\ln(F(x))) \quad (\text{II-7})$$

Avec :

x : variable étudiée ($P_{max,j}$) ;

x_0 : paramètre de position (ordonnée à l'origine).

α : Paramètre de l'échelle ($\alpha > 0$) appelé aussi « gradex ».

L'expression de quantile est alors :

$$X = \alpha y + x_0 \quad (\text{II-8})$$

[6]

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

$$u = 49.0853 \quad \alpha = 16.6614$$

- ◆ **Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel :**

Dans cette étape nous avons utilisé le logiciel Hyfran, les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II-3 : Résultat de l'ajustement à la loi Gumbel (Hyfran).

T	q	XT	Ecart- type	Intervalle de confiance
100.0	0.9900	126	12.8	101 - 151
50.0	0.9800	114	11.1	92.4 - 136
20.0	0.9500	98.6	8.89	81.1 - 116
10.0	0.9000	86.6	7.24	72.4 - 101
5.0	0.8000	74.1	5.61	63.1 - 85.1
3.0	0.6667	64.1	4.45	55.4 - 72.9
2.0	0.5000	55.2	3.62	48.1 - 62.3

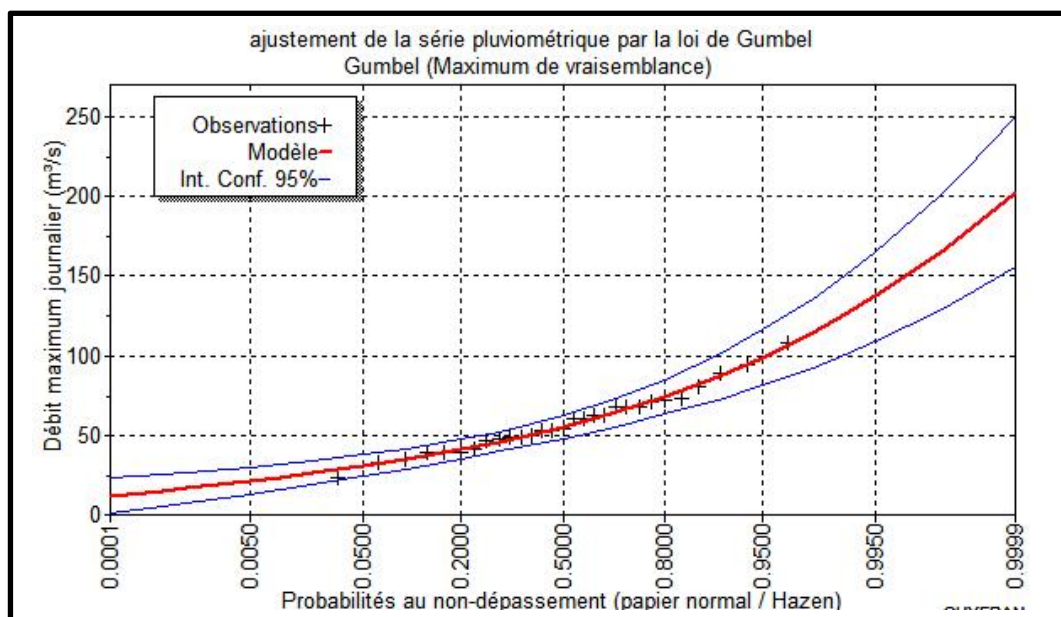
La source :Hyfran ,2023

Avec :

- ◆ q : probabilité au non-dépassement .
- ◆ T :la période de retour.
- ◆ Xt :les précipitations maximales .

Donc une période de retour de 10 ans la pluie maximale est égale à 86.6 mm

En utilisant le logiciel Hyfran nous traçons le graphe de la loi Gumbel avec les valeurs de la série et on tire les quantiles pour différentes périodes de retour .



La source :Hyfran ,2023

Figure II.1: Ajustement à la loi de Gumbel.

II.3.1.3.2. Ajustement à la loi GEV:

La loi de GEV est une distribution statistique largement utilisée en hydrologie pour modéliser les valeurs extrêmes des variables hydrologiques, telles que les débits, les précipitations maximales, les hauteurs d'eau, etc. Elle est basée sur la théorie des valeurs extrêmes et fournit une approche mathématique pour caractériser les extrêmes d'une variable aléatoire elle est définie par trois paramètres principaux : la localisation (μ), l'échelle (σ) et la forme (ξ). La fonction de répartition de la loi d'extremum généralisée :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \tag{II-9}$$

Sachant que « y » est la variable réduite :

$$y = -\frac{1}{k} \left(1 - \frac{k}{\alpha} (x - u) \right) \tag{II-10}$$

Avec :

x : variable étudiée (Pmax,j).

u : paramètre de position

α : paramètre de dispersion ($\alpha > 0$).

k: paramètre de forme appelé indice des valeurs extrêmes.

L'expression de quantile est alors :

$$x = u + \frac{\alpha}{k} (1 - e^{-ky}) \tag{II-11}$$

[5]

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

$\alpha=16.6306$ $k= 0.106709$ $u= 50.2239$

◆ **Résultats de l'ajustement à la loi de GEV :**

Dans cette étape nous avons utilisés le logiciel Hyfran ,les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II-4 : Résultat de l'ajustement à la loi GEV (Hyfran).

T	q	XT	Ecart- type	Intervalle de confiance
100.0	0.9900	111	13.8	83.6 - 138
50.0	0.9800	103	10.8	82.1 - 125
20.0	0.9500	92.6	7.66	77.5 - 108
10.0	0.9000	83.5	5.92	71.9 - 95.1
5.0	0.8000	73.3	4.74	64.0 - 82.6
3.0	0.6667	64.5	4.12	56.5 - 72.6
2.0	0.5000	56.2	3.67	49.0 - 63.4

La source :hyfran ,2023

Avec :

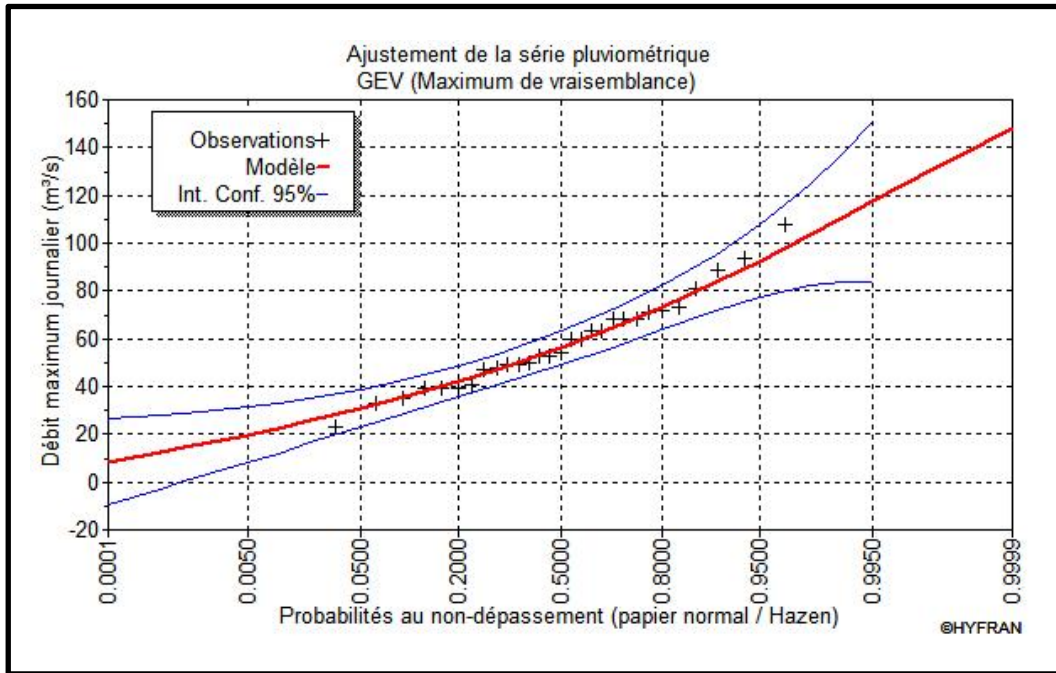
q : probabilité au non-dépassement.

T : la période de retour.

Xt : les précipitations maximales.

Donc une période de retour de 10 ans la pluie maximale est égale à 83.5 mm

En utilisant le logiciel Hyfran nous traçons le graphe de la loi GEV avec les valeurs de la série et on tire les quantiles pour différentes périodes de retour



La source :hyfran ,2023

Figure II.2: Ajustement à la loi de GEV.

II.3.1.3.3.Ajustement à la loi de log normale :

La loi log normal est une distribution de probabilité continue qui est utilisée pour modéliser des variables positives qui ont des variations relatives relativement constantes, c'est-à-dire des variables dont le logarithme suit une loi normale. La

formule de la loi est la suivante :
$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} \quad (II-12)$$

Avec :

$$u = a \log (x - x_0) + b \quad (II-13)$$

[5]

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

$$u = 4.01069$$

$$\sigma = 0.342107$$

◆ **Résultats de l’ajustement à la loi de log normale :**

Dans cette étape nous avons utilisé le logiciel Hyfran, les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II-5 : Résultat de l’ajustement à la loi de log normale(Hyfran).

T	q	XT	Ecart- type	Intervalle de confiance
100.0	0.9900	122	15.2	92.6 - 152
50.0	0.9800	111	12.6	86.7 - 136
20.0	0.9500	96.9	9.54	78.2 - 116
10.0	0.9000	85.6	7.39	71.1 - 100
5.0	0.8000	73.6	5.47	62.9 - 84.3
3.0	0.6667	63.9	4.25	55.6 - 72.3
2.0	0.5000	55.2	3.51	48.3 - 62.1

La source :Hyfran ,2023

Avec :

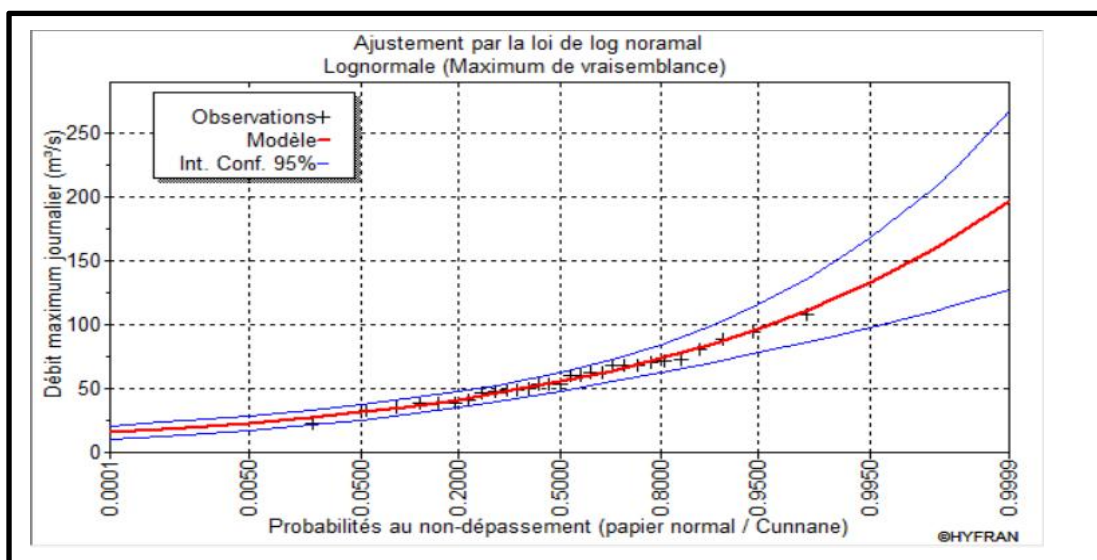
q : probabilité au non-dépassement.

T :la période de retour.

Xt :les précipitations maximales.

Donc une période de retour de 10 ans la pluie maximale est égale à 85.6 mm

En utilisant le logiciel Hyfran nous traçons le graphe de la loi log normal avec les valeurs de la série et on tire les quantiles pour différentes périodes de retour



La source :hyfran ,2023

Figure II.3: Ajustement à la loi de log normale.

II.3.1.3.3. Test d'adéquation:

À partir des graphiques, il est évident que notre série de données pluviométriques présente un bon ajustement avec les lois de Gumbel, GEV et log normale. Afin de déterminer la loi qui s'ajuste le mieux à notre série, il est nécessaire de réaliser un test d'adéquation du khi-deux.

Ce test consiste à prendre une règle de décision concernant l'ajustement car il juge la compatibilité d'une loi statistique sur un échantillon donné de taille N, en comparant entre les valeurs calculées et théoriques de χ^2 (khi 2). Il est donné par un seuil de signification (risque) $\alpha = 5\%$ et dépend du nombre de degrés de liberté de la loi. Donc si $P(\chi^2) \geq 0,05$ ce qui conclut que l'hypothèse H_0 provient à la loi testée, sinon l'hypothèse H_0 ne provient pas à la loi testée [7].

Pour déterminer à la fois le khi 2 théorique et le khi 2 calculé, nous utilisons la méthode suivante :

- ◆ Le khi 2 calculé est obtenu à partir du logiciel Hyfran.
- ◆ Le khi 2 théorique est obtenu sur la table de Person qui donne la valeur de Khi 2 en fonction de la probabilité α (0.05) et le degré de liberté.

les résultantes sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau II-6 : Résultat de Khi 2 théorique et calculé pour les trois lois.

La loi	χ^2 calculé	Degré de liberté	χ^2 théorique
GEV	1.66	3	7.81
Gumbel	1.66	4	9.49
Log normale	1.66	4	9.49

Pour notre cas on peut conclure que la loi est ajustée si X_2 calculé $<$ X_2 théorique. Dans notre étude, l'utilisation du test khi-deux χ^2 révèle que les trois lois sont adaptées. et d'après l'examen visuel et le test de khi-deux, l'ajustement le plus adéquat pour notre cas est obtenu en utilisant la loi de Gumbel.

II.3.2. Calcul de la valeur de l'intensité à une période de retour donnée :

Dans le cadre des projets d'assainissement, l'estimation des débits pluviaux est une considération importante. On accorde généralement une attention particulière à l'intensité moyenne maximale correspondante à une durée courte, par exemple $t=15$

minutes (soit 0,25 heure), avec une période de retour T=10 ans. Cette approche est motivée par des considérations technico-économiques et de sécurité.

Pour déterminer les pluies de courte durée, également appelées averses, on se base sur les pluies maximales journalières en utilisant la relation suivante :

$$P_{t,p\%} = P_{max,j} \left(\frac{t}{24}\right)^b \quad (II-12)$$

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 [8]. selon l'ANRH BLIDA $b=0.37$ pour notre région d'étude.

Cette équation nous permet de transformer les données de précipitations journalières maximales en estimations d'intensité pour des périodes plus courtes, comme celles de 15 minutes. Cette conversion est cruciale pour la conception et la planification des systèmes d'assainissement, car elle prend en considération les événements pluvieux les plus intenses et critiques qui se produisent statistiquement une fois tous les 10 ans..

Pour le calcul de l'intensité moyenne « $I_{t,p\%}$ » de précipitation « $P_{t,p\%(mm)}$ » de courte durée « t (h) » à une fréquence de dépassement donnée « p% », nous utilisons la formule de Montanari :

$$I_{t,p\%} = \frac{P_{t,p\%}}{t} \quad (II-13)$$

[8]

D'après la loi de Gumbel :

Tableau II-7 : les paramètres de la loi de Gumbel .

Période de retour	10
Fréquence	0.9000
$P_{max,j}(mm)$	86.6
Intervalle de confiance	72.4 - 101
α	16.6614
u	49.0853

Donc :

$$P_{t,p\%} = P_{\max} \cdot j \left(\frac{t}{24} \right)^b = 86.6 \left(\frac{0.25}{24} \right)^{0.37} = 16.00 \text{ mm.}$$

$$I_{t,p\%} = \frac{P_{t,p\%}}{t} = \frac{16.00}{0.25} = 64 \text{ mm/h.}$$

Conclusion :

Dans le cadre de ce chapitre , l'analyse hydrologique nous a permis de déterminer l'intensité moyenne des précipitations. En se basant sur la droite de Gumbel, qui s'avère être la meilleure loi d'ajustement pour les précipitations maximales journalières dans notre cas, nous avons constaté que pour la conception optimale de notre réseau, il est préférable de retenir la valeur donnée par la loi de Gumbel, à savoir $I_{15\text{min},10\%} = 64 \text{ mm/h}$. Cette valeur représente l'intensité pluviale, qui peut être convertie en débit spécifique en utilisant la formule suivante :

$$I = 64 * (10000/3600) = 177.78 \text{ l/s/ha.}$$

Chapitre III :
Calcul de base

Chapitre III : calcul de base

Introduction :

Ce chapitre a joué un rôle essentiel en nous guidant à travers les différentes approches d'évacuation. Il nous a fourni les informations nécessaires pour prendre des décisions éclairées quant au choix du système et du schéma d'évacuation appropriés. De plus, il nous a permis d'effectuer une découpe minutieuse de notre agglomération, ce qui est crucial pour estimer avec précision le coefficient de ruissellement. Cette approche contribuera à minimiser d'éventuelles erreurs dans nos futurs calculs hydrauliques, garantissant ainsi la fiabilité de notre projet d'assainissement.

III.1.les systèmes d'évacuation :

III.1.1. définition d'un système d'évacuation :

Un système d'assainissement est une infrastructure comprenant divers éléments tels que canalisations, équipements et structures, spécialement conçus pour rassembler, acheminer et éliminer efficacement les eaux usées domestiques et les eaux de pluie d'une région particulière.

Lors de la planification d'un système d'assainissement pour une zone urbaine, il est impératif de considérer deux aspects fondamentaux :

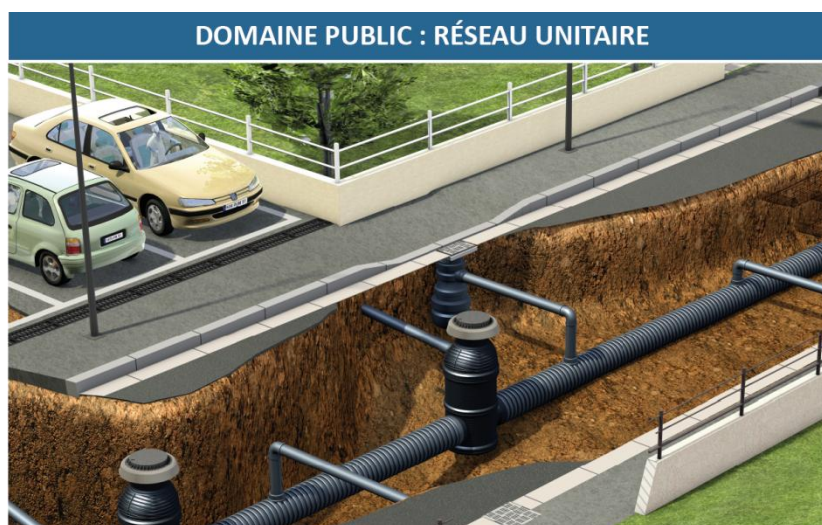
- ◆ Gestion efficace des eaux pluviales : L'objectif est de prévenir les inondations dans les zones urbanisées et d'éviter tout risque de stagnation d'eau après des précipitations. Cela nécessite la mise en place d'un système d'évacuation adéquat pour les eaux de pluie.
- ◆ Traitement approprié des eaux usées domestiques, des eaux-vannes (provenant des toilettes) et des eaux résiduaires industrielles : pour ce faire, on envisage la création d'un ou plusieurs réseaux de canalisations spécialement conçus pour permettre un écoulement principalement gravitaire des effluents, assurant ainsi une gestion efficace de ces eaux usées.

III.1.2. Les systèmes d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales:

Pour appréhender le fonctionnement du système d'assainissement et le concept de branchement, il est essentiel de faire distinction entre les réseaux d'évacuation unitaire, séparatif et pseudo-séparatif, ces termes revêtent une importance capitale dans la gestion des eaux usées et déterminent le traitement approprié une fois que la collecte est effectuée.

III.1.2.1. Système unitaire :

Un système unitaire d'assainissement regroupe les eaux usées domestiques, les eaux de pluie (avec ou sans stockage préalable) et parfois certains effluents industriels ou eaux de refroidissement au sein d'un seul réseau de canalisations. On opte pour ce type de système lorsque la conception d'un réseau séparatif et la gestion de branchements individuels ne sont plus économiquement réalisables.



La source : <https://www.mypum.fr/nos-solutions/se-raccorder-aux-reseaux-deaux-usees-et-deaux-pluviales>

Figure III.1: Système unitaire.

A. Domaine d'utilisation:

- ◆ Une distance considérable entre les points de collecte et le milieu récepteur.
- ◆ Un relief de terrain peu accidenté.
- ◆ Une importante imperméabilisation du sol et une topographie prononcée dans la commune.
- ◆ Un débit significatif en période d'étiage du cours d'eau destinataire.

B. Avantages :

- ◆ Simplicité de conception : un unique collecteur et un seul raccord par bâtiment.
- ◆ Occupation minimale de l'espace souterrain.
- ◆ Économie potentielle (dimensionnement basé principalement sur les eaux pluviales).
- ◆ Conception traditionnelle, s'inscrivant dans l'histoire évolutive des zones urbaines.

- ◆ Absence de risque d'inversion des raccordements.

C. Inconvénients :

- ◆ Fluctuations importantes du débit à la station d'épuration.
- ◆ Dilution des eaux usées par les eaux de pluie pendant les orages.
- ◆ Apport substantiel de sable à la station d'épuration.
- ◆ Transport d'une charge polluante significative lors des premières précipitations après une période de sécheresse.
- ◆ Déversement direct dans le milieu récepteur du mélange "eaux usées - eaux pluviales" au niveau des déversoirs d'orage.

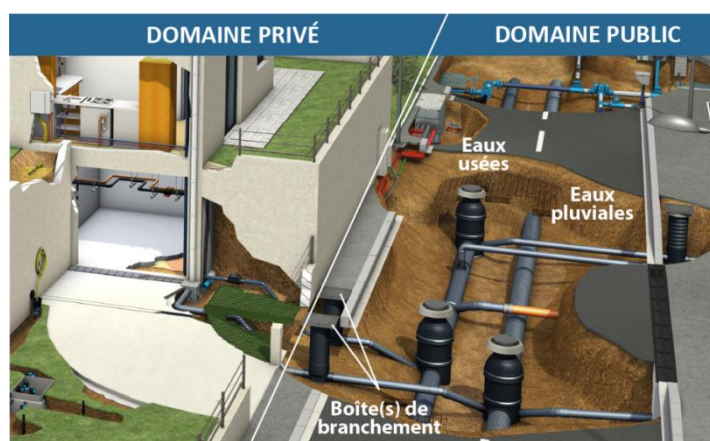
D. Contraintes d'exploitation:

- ◆ La nécessité d'entretenir de manière fréquente les déversoirs d'orage et les bassins de rétention.
- ◆ La complexité de l'évaluation des rejets directs dans le milieu récepteur

III.1.2.2 Système séparatif :

Ce système de réseau d'assainissement se compose de deux collecteurs distincts : l'un destiné à l'évacuation des eaux domestiques provenant des ménages, des équipements publics et de certaines activités industrielles, et l'autre spécialement conçu pour gérer l'évacuation des eaux pluviales.

Les trajets des deux collecteurs ne sont pas nécessairement les mêmes, bien que cela soit généralement le cas. Le réseau d'évacuation des eaux usées est conçu en fonction de l'emplacement des différentes zones desservies, en suivant généralement les voies existantes. Ce réseau ne requiert pas de pentes abruptes, car les conduites ne sont pas de très grandes tailles.



La source : <https://www.mypum.fr/nos-solutions/se-raccorder-aux-reseaux-deaux-usees-et-deaux-pluviales>

Figure III.2: système séparatif.

A. Domaine d'utilisation:

- ◆ Petites et moyennes agglomérations.
- ◆ Extension des villes
- ◆ Le cours d'eau récepteur présente un faible débit minimal en période d'étiage.

B. Avantages :

- ◆ Réduction du diamètre moyen du réseau d'égouts.
- ◆ Facilité accrue dans l'exploitation de la station d'épuration.
- ◆ Amélioration de la protection de l'environnement contre les polluants.
- ◆ Réduction de certains coûts d'exploitation, tels que le relevage des effluents.

C. Inconvénients :

- ◆ Sous-sol fortement encombré.
- ◆ Coût d'investissement considérable.
- ◆ Risque élevé de raccordements incorrects.

D. Contraintes d'exploitation:

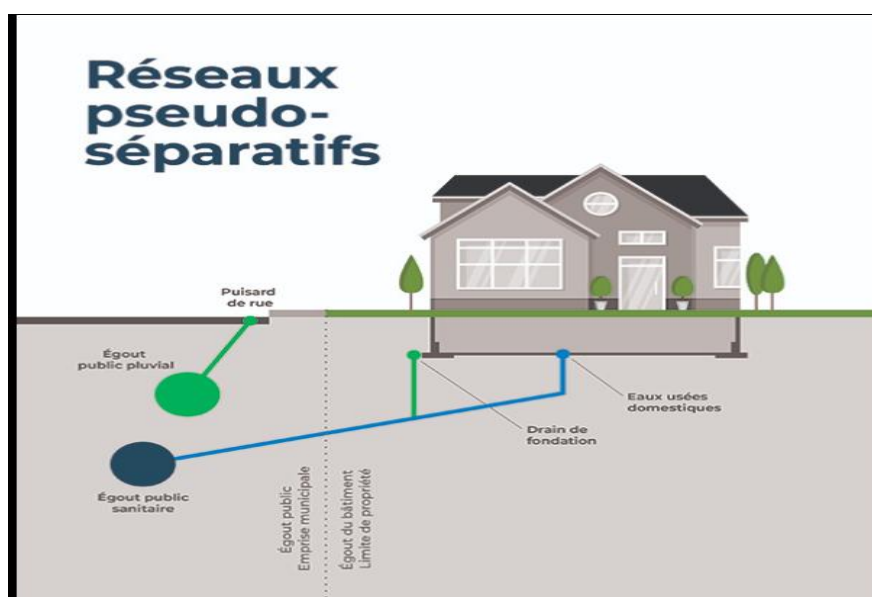
- ◆ Un renforcement de la surveillance des raccordements.
- ◆ L'entretien d'un important réseau de collecteurs, comprenant les canalisations pour les eaux usées et les eaux pluviales.
- ◆ La maintenance des ouvrages spécifiques tels que les siphons, les vannes de régulation des eaux, et les grilles d'écoulement.
- ◆ La gestion des stations de relevage et des installations de décantation.
- ◆ La détection et la localisation des irrégularités, comme les erreurs de raccordement ou l'infiltration d'eaux indésirables.

III.1.2.3. Système pseudo-séparatif :

Ce système est conçu pour accueillir à la fois les eaux usées domestiques et une partie des eaux de ruissellement provenant directement des habitations. Toutefois, il n'est plus recommandé pour la conception de nouveaux systèmes d'assainissement, à l'exception des régions tropicales arides. Dans ce système, les apports d'eaux pluviales sont gérés de deux manières distinctes :

- ◆ Les apports d'eaux pluviales provenant des toits et des cours intérieures sont acheminés vers le réseau d'assainissement en utilisant les mêmes branchements que ceux utilisés pour les eaux usées domestiques.

- ◆ Les apports d'eaux pluviales provenant des surfaces de voirie suivent un cheminement différent. Ils sont dirigés vers des structures spécifiques prévues à cet effet par les autorités municipales chargées de la voirie. Ces structures peuvent comprendre des caniveaux, des canaux, des fossés avec des débouchés directs vers l'environnement naturel, et ainsi de suite.



La source: <https://www.ville.laprairie.qc.ca/actualite/cycle-eau-la-prairie/>
 Figure III.3 : Système pseudo-séparatif.

A. Domaine d'utilisation:

- ◆ petits et moyennes agglomérations.
- ◆ présence d'un milieu récepteur proche.

B. Avantages :

- ◆ La résolution du problème des branchements incorrects.
- ◆ La majeure partie des eaux pluviales est dirigée vers le réseau urbain pendant les heures de pointe, ce qui entraîne l'utilisation de canalisations de moindre taille traversant la ville .
- ◆ L'absence de nécessité de séparer les eaux de ruissellement des eaux usées provenant d'un même immeuble.

C. Inconvénients :

- ◆ La station d'épuration rencontre des perturbations dans son fonctionnement en raison de la variabilité de la charge polluante, tant en termes de qualité que de quantité.

D. Contraintes d'exploitation:

- ◆ Il est nécessaire de réaliser un entretien périodique des déversoirs d'orage ainsi que des bassins de stockage.
- ◆ une surveillance renforcée des raccordements est essentielle.

III.1.3.Choix du système d'assainissement:

Plusieurs facteurs jouent un rôle crucial dans le choix du système d'assainissement :

- ◆ **Aspect économique** : Il est impératif de mener une analyse comparative des différentes options afin d'évaluer les coûts associés à chacune d'elles et de sélectionner la solution la plus rentable.
- ◆ **Conditions de rejet** : les exigences réglementaires et environnementales concernant le rejet des eaux traitées où des eaux pluviales doivent être prises en compte pour garantir la conformité aux normes et la protection de l'environnement récepteur.
- ◆ **Système existant** : si l'installation concerne une extension du réseau existant, il est essentiel de considérer la compatibilité et l'interopérabilité avec le système déjà en place. Topographie du terrain : la configuration naturelle du terrain, notamment la présence de pentes, de cours d'eau ou d'autres caractéristiques géographiques, peut influencer le choix du système en affectant le drainage et l'écoulement des eaux.
- ◆ **Densité de population** : le nombre d'habitants joue un rôle majeur dans la décision, car une densité élevée de population peut favoriser l'utilisation d'un système d'assainissement séparatif pour une gestion plus efficace des eaux usées et des eaux pluviales.
- ◆ **Encombrement du sous-sol** : Il est essentiel de tenir compte de la disponibilité d'espace souterrain et des contraintes liées à la présence d'autres infrastructures telles que câbles ou pipelines, afin de déterminer la faisabilité technique du système d'assainissement .

III.2. les schémas d'évacuation:**III.2.1.Définition d'un schéma d'évacuation:**

Un schéma d'évacuation est une représentation graphique qui illustre la disposition et le plan du système d'évacuation des eaux. Son élaboration tient compte de plusieurs éléments, tels que la topographie, le relief, et la structure de la zone urbaine. Il est

crucial de prendre en considération des facteurs comme les pentes naturelles, la distribution des quartiers et des routes, ainsi que l'acheminement des eaux vers la station d'épuration ou le milieu naturel. On distingue différents types de schémas d'évacuation, décrits comme suit :

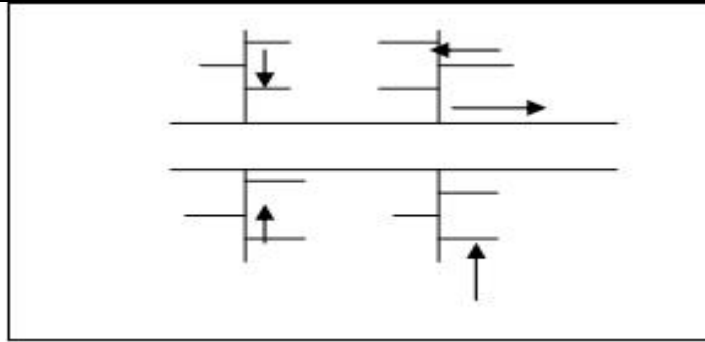
- ◆ Schéma basé sur la topographie : ce schéma s'adapte à la configuration du terrain en utilisant les pentes naturelles pour faciliter l'écoulement des eaux.
- ◆ Schéma basé sur la disposition des quartiers : Il tient compte de l'emplacement des quartiers dans la ville et vise à regrouper efficacement les eaux usées vers les points de collecte.
- ◆ Schéma basé sur les routes : ce schéma se fonde sur les voies de circulation existantes, en utilisant les routes principales pour le tracé du réseau d'évacuation, afin de minimiser les coûts de construction et les perturbations potentielles pour les infrastructures routières.
- ◆ Schéma basé sur la station d'épuration ou le milieu naturel : Il prend en compte la position de la station d'épuration ou du point de rejet dans le milieu naturel, afin de définir le parcours optimal des eaux usées vers ces points de traitement ou de rejet.

III.2.2. Différents schémas d'évacuation:

Dans les systèmes d'assainissement, le déplacement des eaux s'effectue généralement par gravité, sauf dans des circonstances particulières. Les plans d'évacuation sont élaborés en tenant compte du relief et de la topographie, et on peut identifier quatre catégories principales pour ces schémas :

III.2.2.1. Schéma Perpendiculaire:

Ce schéma prévoit la mise en place de plusieurs collecteurs disposés perpendiculairement à la rivière. Son objectif n'est pas de centraliser les eaux vers un unique point de traitement, mais plutôt de l'utiliser dans des contextes où le traitement des eaux n'est pas nécessaire ou pour l'évacuation des eaux pluviales.

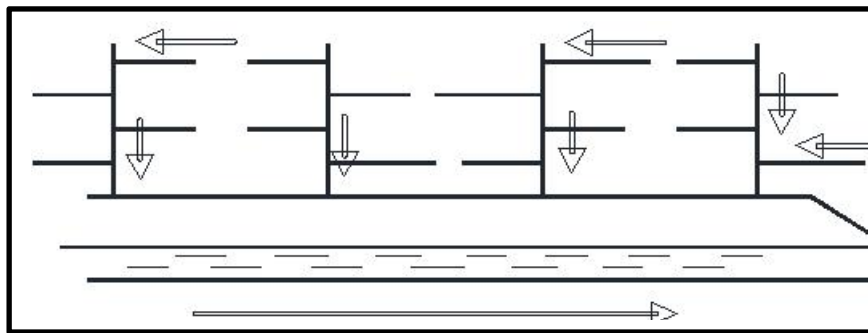


La source :S. BOULAME ,2014

Figure III-4 : schéma perpendiculaire.

III.2.2.2.Schéma par déplacement latéral :

Ce schéma est adopté lorsque le traitement des eaux usées est une exigence incontournable, et l'objectif est de canaliser toutes les eaux vers un point central autant que possible.

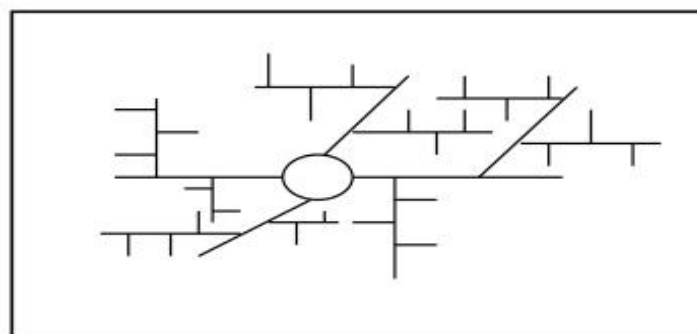


La source :S. BOULAME ,2014

Figure III-5 : schéma par déplacement latéral.

IV.2.2.3.Schéma radial:

Ce schéma est habituellement utilisé dans des régions où le terrain est principalement plat. Il permet de rassembler les effluents vers un point central, ce qui requiert ensuite l'utilisation d'une station de relevage.

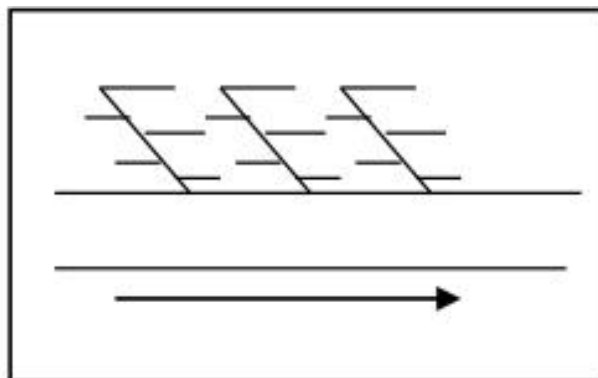


La source :S.BOULAME ,2014

Figure III-6 : schéma radial.

IV.2.2.4. Schéma par zone étagé:

Ce schéma est conçu de manière spécifique pour les zones urbaines étendues ainsi que les terrains ayant une inclinaison minimale. Il est particulièrement adapté lorsque l'assainissement doit être géré à différents niveaux.



La source :S.BOULAME ,2014

Figure III-7 : schéma du collecteur par zone étagée.

IV.2.3. Le choix du schéma d'évacuation :

Le choix du schéma du réseau d'évacuation dépend de plusieurs paramètres :

- ◆ Les éléments techniques et environnementaux propres au site: englobant l'infrastructure existante, le relief du terrain et la disposition géographique des zones résidentielles à approvisionner en eau.
- ◆ Les considérations environnementales : cela englobe le type de déversement, l'écosystème récepteur et l'emplacement potentiel de la station d'épuration.
- ◆ Les aspects économiques : cela comprend les coûts, les investissements requis et les dépenses d'entretien associées.

Après tout ce qui précède, pour notre cas le système d'évacuation adopté qui est du type unitaire avec un schéma à déplacement latéral.

IV.3. découpage de l'aire d'étude en sous bassins :

Dans le contexte de l'hydrologie, le bassin versant est défini comme la zone topographique complète qui alimente un cours d'eau spécifique ainsi que ses affluents en amont d'une certaine section. Nous allons appliquer cette notion de manière légèrement différente mais en suivant le même principe dans la conception des systèmes d'assainissement.

La subdivision du site en sous-bassins élémentaires doit être effectuée en prenant en compte divers facteurs, notamment :

- ◆ Les caractéristiques des sols présents sur le site.
- ◆ La distribution et la densité des habitations dans la zone.

- ◆ Les contours topographiques du terrain, tels que les courbes de niveau.
- ◆ L'emplacement des routes et voiries existante sur le site.
- ◆ Les pentes naturelles du terrain ainsi que les contre-pentes éventuelles.

Dans notre situation particulière, nous utilisons cette approche de découpage du site en sous-bassins élémentaires pour simplifier la gestion des eaux pluviales et pour concevoir de manière efficace nos systèmes d'assainissement. Cela nous aide à mieux comprendre la répartition des eaux de pluie sur le terrain et à planifier les infrastructures nécessaires pour les collecter, les traiter et les évacuer de manière appropriée. Les résultats sont présentés dans le tableau III-1 au dessous:

Tableau III-1: les surfaces des sous bassin.

Numéro du sous bassin	La surface (ha)
1	3,725
2	3,713
3	3,154
4	7,164
5	4,430
6	4,743
7	5,067
8	5,959
9	2,949
10	2,926
11	5,426
12	4,443
13	3,993
14	3,945
15	6,130

IV.4.Évaluation de la population:

Pour l'estimation de la population à l'horizon futur nous utiliserons l'expression des intérêts composés :

$$P_n = P_o(1+T)^n \quad \text{(III.1)}$$

D'où :

P_n : Population future à l'horizon 2053

P_o : Population actuel pour l'année 2023

T : Taux d'accroissement

N : Nombre d'années séparant l'année de futur et l'année de référence [8].

IV.4.1 la densité d'habitation :

La notion de densité d'habitation repose sur l'équilibre entre la taille d'une zone géographique donnée et le nombre de résidents qu'elle abrite. Cette métrique suppose une distribution uniforme des habitations dans cette zone particulière. Elle est couramment employée lorsque nous avons des données sur la population totale d'une région, mais que nous souhaitons obtenir des informations spécifiques concernant une zone précise au sein de cette région.

$$\text{La densité d'habitation} = \frac{\text{le nombre d'habitant total}}{\text{la surface totale}} \quad \text{(III.2)}$$

[8]

Selon les informations fournies par l'APC de Bouinane, la population totale de la commune de Bouinane lors du dernier recensement en 2023 s'élève à 68 523 habitants, sur une superficie de 2 924 hectares. Par conséquent, la densité de population est de 24 habitants par hectare. En utilisant cette densité de population de la commune de Bouinane comme référence, nous pouvons estimer que la population totale dans notre zone spécifique est d'environ 1627 habitants, en supposant un taux de croissance de 4,6 % C.

Tableau III-2 : évolution de la population à l'horizon de calcul.

Horizon	2023	2053
Population (hab)	1627	6268

III.5.Évaluation du coefficient de ruissellement:

Le coefficient de ruissellement, également appelé "Cr", est le rapport entre la quantité d'eau qui s'écoule et celle qui tombe sur une surface spécifique.

$$C_r = \frac{\text{le volume d'eau ruisselé}}{\text{le volume d'eau tombé}} \quad \text{(III.3)}$$

[8]

Le coefficient de ruissellement exerce une influence directe sur le débit des eaux pluviales. C'est pourquoi, lors de la découpe des sous-bassins, il est essentiel de les rendre aussi homogènes que possibles afin de minimiser les erreurs lors de l'estimation du coefficient de ruissellement.

Ce coefficient, qui varie entre 0,05 et 1, dépend de plusieurs facteurs, tels que la nature du sol, la pente du terrain, le type d'occupation des sols, la densité de population, la durée des précipitations, l'humidité de la surface et l'humidité de l'air.

L'estimation du coefficient de ruissellement est faite suivant différents facteurs :

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

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

Type d'occupation du sol		C_r
Commercial		0.70 – 0.95
Résidentiel	Lotissement	0.3 – 0.5
	Collectifs	0.5 – 0.75
	Habitat dispersé	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 : *Satin et al*, 2006

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

Tableau III-4: Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.

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

Source: *Water Environment Federation*, 1970

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

Tableau III-5: Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la densité de Population.

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

Source: *Water Environment Federation*, 1970

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

Tableau III-6: Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la nature des Surfaces.

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

Source : S. BOUALEM, 2014

III.5 Calcul de la population de chaque sous bassin :

En l'absence de données précises concernant le nombre exact d'habitants dans chaque sous bassin, nous pouvons recourir à une méthode d'estimation en suivant les étapes suivantes pour parvenir à une approximation.

IV.5.1. Estime le coefficient de ruissellement:

Pour estimer le coefficient de ruissellement de chaque sous bassin, nous allons recourir à l'utilisation des tableaux. **Tableau III-3, Tableau III-4, Tableau III-5 et Tableau III-6.**

Le coefficient de ruissellement pour un bassin qui englobe différentes utilisations des terres peut être calculées en effectuant une moyenne pondérée des coefficients de ruissellement associés à chaque type d'utilisation des terres, en prenant en considération la part de surface occupée par chaque type.

Les résultats sont présentés dans le tableau III-7 au-dessous.

IV.5.2. Calcule le coefficient de ruissellement pondéré total:

L'expression du coefficient de ruissellement pondéré se présente de la manière suivante :

$$C_{rp} = \frac{\sum C_{ri} * A_i}{A} \quad (III.4)$$

Avec :

C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré total.

C_{ri} : Coefficient de ruissellement de chaque sous bassin.

A_i : Surface élémentaire de chaque sous bassin.

A : Surface totale de la zone urbanisée [8].

Pour notre cas le coefficient de ruissellement pondéré totale égale à 0.74

IV.5.3. Calcul la densité partielle de chaque sous bassin:

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

$$D_i = \frac{C_{ri} * P}{C_{rp} * A} \quad (III.5)$$

Avec :

D_i : Densité partielle du sous bassin considéré en (hab/ha).

C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré total.

C_{ri} : Coefficient de ruissellement de chaque sous bassin.

P : Population globale à l'horizon de calcul.

A : Surface totale de la zone urbanisée en (ha) [8].

Les résultats sont présentés dans le tableau III-7 au dessous.

IV.5.4. Déduit le nombre d'habitant de chaque sous bassin:

Le nombre d'habitants de chaque sous bassin est donné par l'expression :

$$P_i = D_i * A_i \quad (III.6)$$

Avec :

P_i : Population partielle du sous bassin considéré.

A_i : Surface partielle du sous bassin considéré (ha) [8].

Les résultats sont présentés dans le tableau III-7 au dessous.

Tableau III-7: coefficient de ruissellement, la densité partielle et la population pour chaque sous bassin.

N° sous bassin	Ai (ha)	Cr	Ai *Cr	Di	N° hab
1	3,725	0,90	3,353	112,467	419
2	3,713	0,90	3,342	112,467	418
3	3,154	0,43	1,356	53,734	169
4	7,164	0,72	5,158	89,973	645
5	4,430	0,53	2,348	66,230	293
6	4,743	0,90	4,269	112,467	533
7	5,067	0,90	4,560	112,467	570
8	5,959	0,60	3,575	74,978	447
9	2,949	0,87	2,566	108,718	321
10	2,926	0,48	1,404	59,982	176
11	5,426	0,86	4,666	107,468	583
12	4,443	0,90	3,999	112,467	500
13	3,993	0,80	3,194	99,970	399
14	3,945	0,48	1,894	59,982	237
15	6,130	0,73	4,475	91,223	559

Conclusion :

Ce chapitre explore en profondeur les différentes stratégies d'évacuation des eaux et montre des méthodes pour choisir le système et le schéma d'évacuations les mieux adaptées. De plus, il présente notre démarche de découpage de l'agglomération en sous-unités en fonction de leur nature, afin d'affiner le calcul du coefficient de ruissellement. Cette étape est cruciale pour minimiser les marges d'erreur dans les calculs hydrauliques.

Concernant notre agglomération, voici les décisions prises :

- ◆ L'analyse se projette jusqu'en 2053, avec une prévision de population atteignant 6268 habitants.
- ◆ Nous avons opté pour un système d'assainissement unitaire dans la zone d'étude.
- ◆ En découpant notre zone en 15 sous-bassins, nous avons pu affiner nos estimations.

Chapitre IV :
Estimation des débits à
évacuer

Chapitre IV : Estimation des débits à évacuer

Introduction :

L'objectif principal de ce chapitre est de caractériser les divers débits présents dans notre zone d'étude. Cette étape revêt une importance cruciale dans le processus de conception des systèmes d'assainissement, et elle repose sur l'application de diverses lois et méthodes spécifiques pour parvenir à cette identification.

IV.1. Évaluation des débits d'eaux usées :

L'objectif principal de l'évaluation des débits des eaux usées est d'acquérir une compréhension approfondie du volume et de la qualité des liquides résiduels générés par les résidences et les zones commerciales ou industrielles.

L'adéquate gestion de ces rejets liquides nécessite une évacuation rapide et sécurisée pour prévenir tout risque de contamination humaine ou d'impact environnemental négatif. C'est pourquoi il est crucial d'évaluer avec précision les volumes à traiter.

L'évaluation des débits des eaux usées nous apporte deux données essentielles : d'abord, les débits de pointe qui influencent la dimension des conduites nécessaires ; ensuite, les débits minimums qui renseignent sur l'auto-nettoyage potentiel des canalisations.

IV.1.1. Nature des eaux usées à évacuer :

La composition des substances polluantes présentes dans les effluents dépend de leur source d'origine. On peut classer :

IV.1.1.1. Les eaux usées domestiques :

Les eaux domestiques englobent l'ensemble des eaux rejetées par les résidents au cours de leurs activités quotidiennes. Afin de déterminer leur valeur nous suivons les étapes suivantes :

IV.1.1.1.1. Consommation d'eau potable :

La consommation en eau d'une agglomération dépend de divers éléments, tels que la disponibilité des ressources hydriques, la taille de la population, l'urbanisation de la ville et le niveau socio-économique des habitants.

Après une analyse approfondie des évolutions futures et des améliorations prévues du niveau de vie des citoyens de la ville d'AMROUSSA, il a été convenu de garantir une dotation d'eau potable de 200 litres par jour par habitant [3].

IV.1.1.1.2.Évaluation des débits des eaux usées domestiques :

Pour estimer le débit des eaux usées à évacuer, nous nous baserons sur une dotation d'eau potable de 200 litres par jour par habitant comme point de référence. En tenant compte du fait que 85% de cette consommation d'eau est renvoyée sous forme des eaux usées dans le système d'évacuation, ce que nous appelons le coefficient de rejet (K_r) [3].

IV.1.1.1.3.Évaluation du débit moyen journalier :

La relation suivante permet de calculer le débit moyen journalier rejeté:

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

Avec :

$Q_{\text{moy j}}$: le débit moyen journalier (l/s).

K_r : le coefficient de rejet est égal à 85% de la quantité moyenne d'eau potable.

N : nombre d'habitants de l'horizon d'étude. (2053).

dot : la dotation journalière égale à 200 l/s/ha [1].

Les résultats sont présentés dans le tableau IV-1 au-dessous.

IV.1.1.1.4.Évaluation des débits de pointe :

Puisque le débit des eaux usées varie considérablement au cours de la journée, il est crucial de déterminer le débit de pointe, qui correspond au débit maximum. Ce débit de pointe peut être calculé en appliquant la formule suivante :

$$Q_{\text{pte}} = K_p * Q_{\text{moy j}} \quad (\text{IV.2})$$

Avec:

Q_{pte} : débit de pointe d'eaux usées .

$Q_{\text{moy j}}$: débit moyen journalier d'eaux usées .

K_p : coefficient de pointe .

Pour évaluer le coefficient de pointe, il est possible d'adopter les approches suivantes :

a) estimé de façon moyenne :

$$K_p = 24/14$$

$$K_p = 24/10$$

b) relié à la position de la conduite dans le réseau :

$$K_p = 3 \text{ en tête du réseau}$$

$$K_p = 2 \text{ à proximité de l'exutoire}$$

c) Calculé à partir du débit moyen journalier :

$$\text{Si } Q_{\text{moy j}} \geq 2.8 \text{ l/s} : K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{\text{moy j}}}} \quad (Q_{\text{moy j}} \text{ en l/s}) \quad (\text{VI.3})$$

$$\text{Si } Q_{\text{moy } j} \leq 2.8 \text{ l/s} : K_p = 3 \quad (Q_{\text{moy } j} \text{ en l/s})$$

[8]

Tableau IV-1: Estimation des débits des eaux usées domestiques moyenne .

N ° sous bassin	Nhab	Dotation (L/hab /j)	Qmoy aep (l/s)	K _r	Qrej moy (l/s)
1	419	200	0,970	0,85	0,824
2	418	200	0,967	0,85	0,822
3	169	200	0,392	0,85	0,333
4	645	200	1,492	0,85	1,268
5	293	200	0,679	0,85	0,577
6	533	200	1,235	0,85	1,050
7	570	200	1,319	0,85	1,121
8	447	200	1,034	0,85	0,879
9	321	200	0,742	0,85	0,631
10	176	200	0,406	0,85	0,345
11	583	200	1,350	0,85	1,147
12	500	200	1,157	0,85	0,983
13	399	200	0,924	0,85	0,785
14	237	200	0,548	0,85	0,466
15	559	200	1,294	0,85	1,100

IV.1.1.2.Eaux usées du service public:

Les eaux usées du service public englobent l'ensemble des eaux rejetées par les équipements publics.

Pour le calcul de ces débits, nous nous appuyerons sur les données fournies dans le tableau ci-dessous.

Tableau IV-2: dotation du service public.

Type d'établissement	Quantité des eaux usées rejeté (L/unité/J)
Hopital	300 à 600 l/lit/j
Hospace-caserne	200 à 300 l/lit/j
Aéroport	50 L/employé/j
Hotel	240 à 300 L/chambre /j
Restaurant	20 L/place/j
Comping	500 à 1000 L/place/j

Type d'établissement	Quantité des eaux usées rejeté (L/unité/J)
Ecoles	30 à 60 L/élève/j
Internat	180 à 200 L/élève/j
Cénima	10 L/place/j
Magasin	1000 L/j
Piscine	20 L/plongeur/j
Usine (eaux industrielles exclues)	40 à 80 L/employé/j
bureaux	50 L/employé/j

(Salah Boualame,2014)

Les résultats sont présentés dans le tableau IV-1 au dessous.

Tableau IV-3: Estimation des débits des eaux usées du service public.

N ° sous bassin	Équipement	Unité	Nbr	Dotaiion (l/ unité /j)	Q moy j (L/ s)
02	Magasin	Personne	/	1000	0.012
03	Magasin	Personne	/	1000	0.012
04	mosquée	Fidèle	600	20	0.162
	Magasin	Personne	/	1000	
	Restaurant	Personne	50	20	
05	Magasin	Personne	/	1000	0.029
	Restaurant	Personne	75	20	
06	Magasin	Personne	/	1000	0.012
07	Crèche	Enfant	200	50	0.417
	Clube sportif	sportif	500	50	
	Magasin	Personne	/	1000	
08	Association	travailleur	15	50	0.009
10	Primaire	Élève	484	50	0,303
	Restaurant	Personne	100	20	
11	Primaire	Élève	143	50	0,326
	Régiment du scout	Perssonne	400	50	
	Magasin	Personne		1000	
12	Magasin	Personne	/	1000	0,035
	Restaurant	Personne	100	20	
	Association	travailleur	10	50	
13	Magasin	Personne	/	1000	0.099
	Crèche	Enfant	150	50	
14	Magasin	Personne	/	1000	0.012
15	Annexe APC	travailleur	05	50	

N ° sous bassin	Équipement	Unité	Nbr	Dotaion (l/ unité /j)	Q moy j (L/ s)
15	Bureau de Poste	travailleur	03	50	0.768
	ANEM	travailleur	11	50	
	Primaire	Élève	445	50	
	Cem	Élève	800	50	
	Centre de santé	travailleur	3	50	
	Magasin	Personne	/	1000	
	stade	Douche	20	100	

La source :APC BOUINAN ,2023

IV.1.1.3.Les eaux usées industrielles :

Les eaux provenant de diverses activités industrielles résultent de plusieurs facteurs. Elles renferment des composés chimiques, à la fois acides et basiques, ainsi que des substances toxiques. La quantité et la qualité des eaux rejetées dépendent de divers paramètres, notamment :

- ◆ La nature de l'industrie, qu'il s'agisse de fabrication ou de transformation de produits.
- ◆ Les procédés de fabrication spécifiques employés par l'industrie.
- ◆ Le niveau de recyclage effectivement mis en place pour minimiser les rejets.

Au-delà de l'importance de la quantité d'eau évacuée, il est essentiel de prendre en compte la composition des eaux d'évacuation.

Plusieurs considérations sont importantes en ce qui concerne les eaux à haute température, susceptibles de compromettre l'intégrité des canalisations. Les eaux chaudes doivent maintenir une température inférieure à 35°C.

De plus, il est essentiel de prendre en compte l'agressivité de l'effluent, ce qui rend nécessaire un traitement préalable au sein de l'installation industrielle. Ceci est particulièrement crucial pour prévenir les effets néfastes des produits chimiques corrosifs, des substances toxiques, voire même des métaux lourds.

En ce qui concerne notre région, l'agglomération d'Amroussa est caractérisée comme une zone urbaine qui ne comporte pas d'installations industrielles.

IV.1.1.4.Eaux parasites :

Le concept eaux " claires parasites" englobe toutes les eaux issues de phénomènes tels que le ruissellement après des précipitations, l'infiltration du sol, ou encore

l'élévation de la nappe phréatique, Ces eaux s'écoulent généralement vers les canalisations d'égout, souvent par :

- ◆ Des joints de qualité médiocre, résultant en des raccordements inadéquats ou détachés dus à une mauvaise installation des canalisations.
- ◆ Des fissures se formant dans les conduites d'assainissement, compromettant leur intégrité.
- ◆ Des erreurs de mise en place des regards d'inspection.
- ◆ L'absence de dispositifs de collecte sélective des eaux près des stations de traitement des eaux usées.
- ◆ Les racines des arbres, à la recherche d'humidité, peuvent endommager les canalisations en provoquant des fissures.

Lorsqu'il s'agit d'évaluer les eaux parasites dans le réseau, il est essentiel d'effectuer des mesures directes. Toutefois, en l'absence de données mesurées, les directives de l'Association Technique de l'Eau et des eaux usées en Allemagne (ATV) recommandent de se baser sur un débit d'eau parasite compris entre 0,05 et 0,15 litre par seconde par hectare.

Ce dernier peut être calculé en utilisant la formule suivante :

$$Q_{\text{par}} = K \cdot A_i \tag{IV.4}$$

avec :

Q_{par} : Débit des eaux parasite (L/S).

$K=0.15$ L/S/ha.

A_i : la surface de chaque sous bassin (ha) [8].

Les résultats sont présentés dans le tableau IV-1 au-dessous:

Tableau IV-4: Estimation des débits d'infiltration.

SB	A_i(ha)	K	Q par(L/S)
1	3,725	0,15	0,559
2	3,713	0,15	0,557
3	3,154	0,15	0,473
4	7,164	0,15	1,075
5	4,430	0,15	0,665
6	4,743	0,15	0,711
7	5,067	0,15	0,760
8	5,959	0,15	0,894
9	2,949	0,15	0,442
10	2,926	0,15	0,439
11	5,426	0,15	0,814

SB	Ai	K	Q par(L/S)
12	4,443	0,15	0,666
13	3,993	0,15	0,599
14	3,945	0,15	0,592
15	6,130	0,15	0,920

Après avoir pris en compte toutes les informations précédentes, nous pouvons calculer le débit total des eaux usées de chaque sous bassin et les résultats sont présentés dans le tableau suivant:

Tableau IV-5: Estimation des débits usées.

N sb	Q _{dom} moy(L/s)	Q _{équ} moy(L/s)	Q _{usées} moy (l/s)	K _p	Q _{usées p} (l/s)	Q _{par} (l/s)	Q _{usées} total(l/s)
1	0,824	0	0,8243	3	2,4729	0,559	3,0316
2	0,822	0,012	0,8332	3	2,4997	0,557	3,0566
3	0,333	0,012	0,3450	3	1,0351	0,473	1,5082
4	1,268	0,162	1,4303	3	4,2909	1,075	5,3655
5	0,577	0,029	0,6062	3	1,8187	0,665	2,4832
6	1,050	0,012	1,0611	3	3,1834	0,711	3,8949
7	1,121	0,422	1,5437	3	4,6312	0,760	5,3912
8	0,879	0,009	0,8878	3	2,6634	0,894	3,5572
9	0,631	0	0,6308	3	1,8925	0,442	2,3348
10	0,345	0,303	0,6486	3	1,9457	0,439	2,3846
11	1,147	0,326	1,4732	3	4,4195	0,814	5,2334
12	0,983	0,035	1,0179	3	3,0537	0,666	3,7202
13	0,785	0,098	0,8838	3	2,6514	0,599	3,2504
14	0,466	0,012	0,4772	3	1,4315	0,592	2,0232
15	1,100	0,768	1,8682	3	5,6046	0,920	6,5241

Avec :

Q_{dom moy} : débit des eaux usées domestiques moyenne (L/s).

Q_{équ moy} : débit des équipements moyenne (L/s).

Q_{usées p} : débit des eaux usées de pointe (L/s).

Q_{par} : débits d'infiltration (L/s).

IV.1.2.Évaluation des débits des eaux pluviales :

Les eaux pluviales, telles que leur nom l'indique correspondent aux eaux issues des chutes de précipitations. L'eau de pluie, habituellement contaminée par des particules au cours de son écoulement, voit son volume à évacuer principalement

influencer par deux facteurs majeurs : l'intensité des précipitations et le coefficient de ruissellement des sols dans la région d'étude.

L'évaluation du débit des eaux pluviales repose généralement sur l'application de deux méthodes bien établies : la méthode rationnelle et la méthode superficielle.

IV.1.2.1. La méthode rationnelle:

La méthode a démontré son efficacité, particulièrement dans le cas de petits bassins urbains. Cependant, elle requiert une subdivision du bassin versant en zones définies par des lignes isochrones lorsqu'il s'agit de zones de grande superficie.

Cette méthode implique l'évaluation des débits pluviaux résultant d'une averse de pluie d'intensité moyenne supposée constante pendant toute la période de précipitation. Cela se fait en considérant des surfaces d'influence de superficie A , chacune caractérisée par un coefficient de ruissellement C_r .

Toutefois, il est essentiel de prendre en compte que l'intensité de la pluie n'est pas uniforme, ce qui signifie que l'averse a un point central et se propage dans l'espace. Par conséquent, il est nécessaire d'appliquer un coefficient de répartition de la pluie, symbolisé par " α ".

La méthode rationnelle peut être représentée par la formule suivante :

$$Q = C_r * A * i * \alpha \quad (IV.5)$$

Avec:

Q : débit d'eau de ruissellement (L/s).

A : surface d'apport (ha).

C_r : coefficient de ruissellement.

i : intensité moyenne de précipitation (L/s/ha).

α : Coefficient réducteur (correcteur) de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace [9].

IV.1.2.1.1. Coefficient réducteur de l'intensité:

En pratique, la répartition des précipitations dans un bassin présente souvent une irrégularité, surtout lorsqu'il s'agit de pluies de courte durée à forte intensité. Afin de prendre en compte cette irrégularité, il est nécessaire d'introduire un paramètre de correction pour chaque zone élémentaire, qui se traduit par un coefficient de réduction de l'intensité, noté α , et dont la valeur est inférieure ou égale à 1.

On peut calculer le coefficient α en utilisant l'une des deux méthodes suivantes :

a) En fonction de la forme du bassin (des relations empiriques) :

Afin de prendre en compte la variation spatiale de l'intensité de la pluie, le coefficient réducteur d'intensité α est déterminé en utilisant des relations empiriques basées sur la distribution de la pluie dans l'espace. En d'autres termes, α est calculé en fonction d'une loi de répartition des précipitations.

- ◆ Pour des bassins longs (rectangles étroits...) ce coefficient sera égal à :

$$\alpha = 1 - 0.006 * \sqrt{d/2} \quad (\text{IV.6})$$

- ◆ Pour des bassins ramassés (carrés, cercles...):

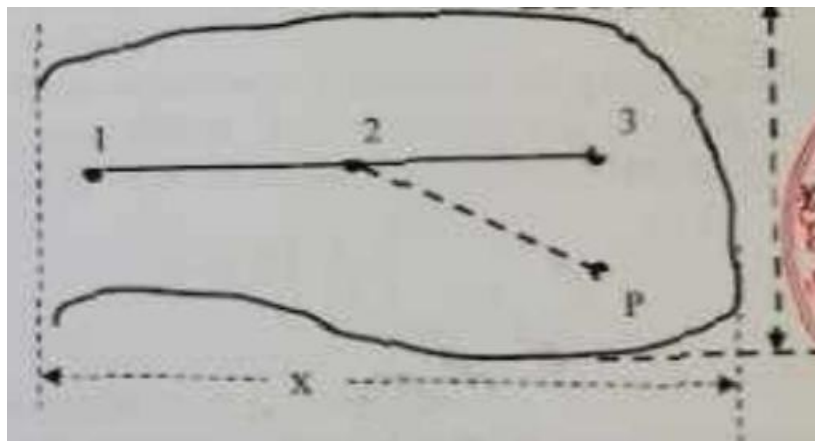
$$\alpha = 1 - 0.005 * \sqrt{d/2} \quad (\text{IV.7})$$

Avec :

d : longueur du milieu de l'aire élémentaire (m) [8].

b) En fonction de la nature des pluies :

En réalité, la distribution des précipitations dans un bassin est souvent irrégulière, surtout lorsqu'il s'agit de pluies courtes à forte intensité. Cette irrégularité dépend de plusieurs facteurs tels que la nature des nuages, la direction des vents, etc. Pour prendre en compte cette variation, on applique un coefficient réducteur α , dont la valeur est inférieure à 1, et qui est déterminée par des observations empiriques. Prenons l'exemple d'un bassin versant que l'on peut assimiler à un rectangle avec une longueur x et une largeur moyenne y , qui est drainé par un collecteur 1-2-3.



La source : S. Boualame, 2014

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

Le point P dans le bassin est positionné en amont du collecteur 1-2, et il est pertinent pour le calcul de la distance P-2. Cette distance représente la mesure entre le point P, situé en amont du segment d'égout étudié, et le point 2 du bassin considérés.

Tableau IV-6: Valeurs de coefficient réducteur d'intensité α .

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

La source :S. Boualame,2014

Note : Si P-2 est inférieur à 200 m alors on considère α égal à 1.

Si P-2 est supérieur à 2800 m il faut ajouter un autre collecteur.

Afin de calculer ce coefficient nous utilisons la méthode de la nature de pluie et les résultats sont présentés dans le tableau suivant:

Tableau IV-7: Valeurs de coefficient réducteur d'intensité α de chaque sous bassin .

N° SB	X	Y	X/2	P- 2	α
1	257,486	175,568	128,743	272	0,9
2	328,186	166,371	164,093	306	0,88
3	342,371	108,354	171,185	315	0,895
4	346,212	257,989	173,106	587.4	0,845
5	306,600	154,351	153,300	311.5	0,88
6	295,077	159,778	147,539	416	0,86
7	299,081	187,366	149,541	165	1
8	197,924	309,114	98,962	87	1
9	559,893	100,467	279,947	276	0,91
10	220,979	178,417	110,490	159	1
11	176,129	488,189	88,065	397	0,88
12	277,316	175,647	138,658	259.6	0,9
13	262,431	175,647	131,215	259.6	0,9
14	213,978	180,052	106,989	216.7	0,9
15	229,655	256,306	114,828	393.2	0,88

IV.1.2.1.2. Validité de la méthode rationnelle :

Cette méthode est efficace lorsqu'elle est appliquée à des zones relativement restreintes, généralement de moins de 10 hectares. Les résultats sont encore plus

précis pour des surfaces plus petites, car la détermination du coefficient de ruissellement est plus fiable dans ces cas.

cette méthode peut être utilisée pour des zones où le temps nécessaire pour que l'eau s'écoule jusqu'au point de collecte ne dépasse pas 30 minutes.

IV.1.2.1.3.Hypothèses de la méthode rationnelle :

La méthode rationnelle repose sur trois hypothèses fondamentales :

- ◆ Le débit de pointe Q_p est directement proportionnel à l'intensité moyenne maximale i sur une période de temps égale au temps de concentration t_c du bassin-versant.
- ◆ Le débit de pointe Q_p n'est observé à l'exutoire que si la durée de l'averse est supérieure au temps de concentration t_c du bassin-versant.
- ◆ Le débit de pointe Q_p possède la même période de retour que l'intensité i qui l'engendre, sous l'hypothèse que le coefficient de ruissellement C_r du bassin-versant reste constant.

IV.1.2.1.4.Critique de la méthode rationnelle :

- ◆ La subdivision du bassin en zones élémentaires est réalisée de manière simplifiée.
- ◆ Le coefficient de ruissellement C_r est considéré constant sur l'ensemble du sous bassin et tout au long de la période de précipitation. Cette méthode ne prend pas en compte le stockage temporaire de l'eau de ruissellement dans le bassin, en faisant abstraction du rôle des surfaces non revêtues, telles que les dépressions, les fissures, etc

IV.1.2.2.Choix de la méthode:

Nous avons opté pour la méthode rationnelle pour estimer les débits pluviaux, car cette méthode est applicable avec succès à l'ensemble de nos sous bassins, qui présentent tous des superficies inférieures à 10 hectares, respectant ainsi les critères de validité de cette approche.

IV.1.2.3.Calcul des débits pluviaux :

En utilisant le tableau **Tableau IV-6** et la méthode rationnelle, nous avons calculé les débits pluviaux, et les résultats sont répertoriés dans le tableau suivant :

Tableau IV-8: Estimation des débits pluviales.

N° SB	A(ha)	Cr	i (L/s/ha)	α	Qp(L/s)
1	3,725	0,90	177,78	0,90	536,407
2	3,713	0,90	177,78	0,88	522,797
3	3,154	0,43	177,78	0,90	215,792
4	7,164	0,72	177,78	0,85	774,868
5	4,430	0,53	177,78	0,88	367,321
6	4,743	0,90	177,78	0,86	652,645
7	5,067	0,90	177,78	1,00	810,730
8	5,959	0,60	177,78	1,00	635,635
9	2,949	0,87	177,78	0,91	415,067
10	2,926	0,48	177,78	1,00	249,688
11	5,426	0,86	177,78	0,88	730,035
12	4,443	0,90	177,78	0,90	639,800
13	3,993	0,80	177,78	0,90	511,110
14	3,945	0,48	177,78	0,90	302,980
15	6,130	0,73	177,78	0,88	700,082

Avec :

Q : débit d'eau de ruissellement (L/s).

A : surface d'apport (ha).

Cr: coefficient de ruissellement.

i : intensité moyenne de précipitation (L/s/ha).

α : Coefficient réducteur (correcteur) de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace.

IV.1.2.3. Calcul des débits totaux de chaque sous bassin :

Tableau IV-9: les débits totaux de chaque sous bassin.

N° SB	A(ha)	Qusées (L/s)	Qp (L/s)	Qtotal (L/s)
1	3,725	3,0316	536,407	539,438
2	3,713	3,0566	522,797	525,854
3	3,154	1,5082	215,792	217,301
4	7,164	5,3655	774,868	780,233
5	4,430	2,4832	367,321	369,804
6	4,743	3,8949	652,645	656,540
7	5,067	5,3912	810,730	816,121
8	5,959	3,5572	635,635	639,192
9	2,949	2,3348	415,067	417,402
10	2,926	2,3846	249,688	252,073
11	5,426	5,2334	730,035	735,269
12	4,443	3,7202	639,800	643,520
13	3,993	3,2504	511,110	514,361
14	3,945	2,0232	302,980	305,003
15	6,130	6,5241	700,082	706,606

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons accompli une série de tâches essentielles. Tout d'abord, nous avons utilisé les données et les informations collectées au cours du précédent chapitre pour établir une base solide. Ensuite, Nous avons également adopté à la subdivision de la superficie totale en sous-bassins, pour le but de simplifier les calculs et minimiser les sources potentielles d'erreur.

L'une des principales réalisations de ce chapitre a été l'identification des débits domestiques pour chaque sous-bassin, une estimation qui a été faite en tenant compte de la population résidant dans chacun de ces sous-bassins. En ce qui concerne les débits provenant des services publics, nous nous sommes appuyés sur les données fournies par l'APC de BOUINAN.

En ce qui concerne les débits pluviaux, nous avons opté pour l'utilisation de la méthode rationnelle, considérée comme la plus appropriée à notre cas, pour déterminer leurs valeurs.

Chapitre V :
**Diagnostic et réhabilitation
du réseau**

Chapitre 05 :Diagnostic et réhabilitation du réseau

Introduction :

La phase cruciale de notre projet réside dans la détection et la résolution des problèmes. Le principal objectif de ce chapitre est d'évaluer l'état global du réseau d'assainissement en réalisant une analyse en profondeur qui permet d'identifier toutes les problématiques en utilisant diverses réglementations et méthodologies pertinentes. En outre, l'objectif de ce chapitre est de formuler des solutions efficaces pour résoudre ces problèmes.

V.1 Diagnostic du réseau :

Tout d'abord, il faut définir certains termes qui sont :

V.1.1.définition du diagnostic :

Un diagnostic représente une évaluation formée à l'égard d'une situation après avoir analysé des indicateurs spécifiques. Son objectif est de fournir une perspective globale de la situation qui bien que simplifiée demeure ancrée dans la réalité. Cette perspective doit être suffisamment claire pour être comprise par toutes les parties impliquées, Ce diagnostic vise à accomplir les objectifs suivants :

- ◆ Établir une compréhension commune de la situation.
- ◆ Clarifier et classer les problèmes et défis à résoudre en fonction de leur importance.
- ◆ Déterminer les orientations et les étapes nécessaires pour lancer le processus de mise en place du service d'assainissement.

Le diagnostic doit inclure les éléments suivants :

- ◆ Une analyse de l'état actuel du réseau, comprenant des évaluations de son étanchéité et de son état mécanique, ainsi que la mise en évidence des problèmes constatés.
- ◆ Un inventaire exhaustif des industries et des établissements connectés au réseau, avec une description détaillée de la composition et du volume des principaux effluents qu'ils génèrent.
- ◆ La quantification des débits et des niveaux de pollution collectée par le système.
- ◆ Une évaluation des rejets principaux ainsi que des déversoirs d'orage le cas échéant.

- ◆ Une analyse des possibilités de modification ou de réhabilitation du système, en mettant en évidence les conditions requises pour effectuer ces changements.

V.1.2.Objectifs du diagnostic :

L'objectif essentiel de l'étude diagnostique est d'acquérir une compréhension approfondie de la situation actuelle et du fonctionnement des réseaux et des installations, dans le but de planifier leur réhabilitation, leur reconfiguration, et d'anticiper les extensions nécessaires pour accompagner le développement urbain. Cette démarche vise à identifier les améliorations indispensables pour garantir le fonctionnement efficace des systèmes d'assainissement.

Ces analyses sont essentielles pour assurer aux résidents actuel et futur des solutions pérennes en ce qui concerne l'évacuation et le traitement des eaux usées. Elles sont élaborées en prenant en considération les objectifs de développement urbain ainsi que les contraintes géographiques du lieu, afin de répondre de manière efficace et durable aux besoins de la population en matière d'assainissement.

V.1.3.Les types du diagnostic :

Il existe deux types de diagnostics étroitement interconnectés, car ils se complètent mutuellement. En effet, des problèmes constatés dans l'un de ces diagnostics peuvent avoir des répercussions directes sur l'autre.

Le diagnostic fonctionnel se concentre sur l'efficacité hydraulique, notamment les débits et les niveaux de pollution, en évaluant la capacité du système à transférer les effluents sans subir de pertes ou de détérioration en cours de réseau .

Le diagnostic structurel se concentre sur l'état physique des composants du système, en évaluant la solidité et la durabilité des ouvrages. Il se penche particulièrement sur les risques potentiels de dommages ou d'effondrements des éléments tels que les regards, les déversoirs, les postes de relèvement, ainsi que les segments des collecteurs.

V.1.4.les phases principales d'une étude de diagnostic :

Le processus implique d'utiliser de manière approfondie, à différents niveaux de précision, toutes les méthodes d'étude disponibles. Cela s'effectue en suivant une méthodologie structurée, dont les principales phases se décrivent comme suit :

V.1.4.1.Rassembler et utiliser des informations:

La collecte de données exige en premier lieu la mise en place d'un plan d'action sur le terrain pour acquérir des informations et inspecter les infrastructures.

Il est possible de faire une distinction entre deux types de données :

V.1.4.1.1. Informations fondamentales:

Ces données sont essentielles pour une évaluation appropriée. Les données de base sont définies comme :

- ◆ Les détails sur la population de chaque sous-bassin élémentaire ainsi que leur consommation en eau potable.
- ◆ La superficie totale drainée de chaque sous-bassin, y compris ses caractéristiques telles que le degré d'imperméabilisation, l'intensité des précipitations et la topographie.
- ◆ Données relatives à l'infrastructure du réseau et à ses composants auxiliaires, comprenant les collecteurs, les stations de relevage, les déversoirs d'orage, les dessaleurs, les déshuileurs, les bassins de retenue, les bassins d'orage, et autres.
- ◆ informations concernant les procédés de traitement des eaux usées, y compris un bilan du traitement.

V.1.4.1.2. Informations d'orientation :

Ces données concernent les répercussions potentielles des anomalies sur divers aspects, comme les dommages aux structures et aux réseaux environnants, les perturbations des activités en surface, la contamination des nappes phréatiques, etc.

Ces informations sont appelées données d'orientation car elles guident la détermination des endroits et des types de prédiagnostic à instaurer.

V.1.4.2. Le prédiagnostic :

Au cours de cette étape, après avoir rassemblé les données, il est nécessaire de réaliser une inspection approfondie du réseau d'assainissement ainsi que des infrastructures. Cela s'accompagne d'une actualisation des plans et de la cartographie des patrimoines.

L'objectif du prédiagnostic est de révéler les vulnérabilités du système d'assainissement et de comprendre comment les milieux environnants réagissent à ces vulnérabilités.

V.1.4.2.1. Étude détaillée:

Cette étape implique une analyse minutieuse et détaillée des réseaux et des ouvrages élémentaires, ce qui offre plusieurs avantages :

- ◆ Permet de mesurer les pertes, qui constituent une source de pollution pour l'environnement récepteur, ainsi que les infiltrations vers la nappe phréatique, avec des conséquences sur les rejets.

- ◆ Identifie les entrées d'eaux parasites, contribuant à prévenir la surcharge des stations de traitement, les déversements aux déversoirs, et la pollution des milieux naturels.
- ◆ Permet de rechercher l'origine potentielle de polluants toxiques, qu'ils proviennent d'activités industrielles, de graisses ou de métaux lourds.
- ◆ Vérifie la présence d'hydrogène sulfuré (H₂S) aux points de sortie des conduites de refoulement, car sa libération peut entraîner l'oxydation et la fermentation de l'acide sulfurique (H₂SO₄), provoquant ainsi des dommages aux matériaux constituant les infrastructures d'assainissement.
- ◆ Effectue des vérifications régulières de l'état des collecteurs et des ouvrages bâtis pour anticiper les travaux de maintenance nécessaires et éviter tout risque d'effondrement pouvant causer des accidents et perturber le fonctionnement du système. Cette phase d'étude revêt une importance cruciale, car elle fournit des informations essentielles pour la compréhension du fonctionnement des réseaux et des ouvrages auxiliaires.

V.1.4.2.2. Caractéristiques des problèmes :

Les enquêtes menées sur l'état réel des ouvrages permettent de diagnostiquer divers types de problèmes dans un réseau d'évacuation, notamment :

- ◆ Formation de cavités et effondrements au niveau des joints.
- ◆ Défaut d'étanchéité au niveau des joints.
- ◆ Apparition de fissures sur les canalisations, joints déplacés ou désolidarisés.
- ◆ Déformation des conduites, incluant des désalignements, des contre-pentes et des pentes insuffisantes.
- ◆ Usure ou perforation des regards autour des canalisations, résultant en un cisaillement.
- ◆ Problèmes liés aux branchements défectueux.
- ◆ Dégradations résultant de l'exposition à des liquides corrosifs et à des émanations gazeuses, générées par la décomposition de matières organiques, entraînant des dommages chimiques.
- ◆ Infiltration des racines d'arbres, provoquant des obstructions.
- ◆ Sédimentation et formation de couches distinctes.

V.1.4.2.3. Techniques d'enquêtes, diagnostic :

Pour obtenir une connaissance précise de l'état réel des ouvrages, l'exploitant doit recourir à différentes méthodes, notamment :

- ◆ Mesurer les débits des effluents à l'aide de débitmètres instantanés ou d'enregistreurs.
- ◆ Réaliser des tests de pression hydraulique ou d'air, éventuellement associés à un corrélateur acoustique.
- ◆ Effectuer des essais de fumigation ou d'injection de colorant pour détecter les anomalies.
- ◆ Utiliser des méthodes acoustiques pour localiser les branchements obstrués, inutilisés ou abandonnés.
- ◆ Procéder à des inspections télévisées à l'aide de caméras autopropulsées.
- ◆ Effectuer des visites à pied dans les collecteurs visitables, en enregistrant de manière codifiée les anomalies observées .

V.1.5. Les avantages du diagnostic :

Le diagnostic offre présente de multiples avantages , et les données obtenues dans le cadre de cette étude revêtent une importance cruciale pour les raisons suivantes :

- ◆ Améliorer la compréhension du fonctionnement réel du réseau en vue d'en optimiser l'efficacité.
- ◆ Envisager des mesures futures à prendre concernant le réseau, telles que la rénovation, l'entretien, et l'élaboration de méthodes de gestion plus efficaces.

V.1.6. État global du réseau d'assainissement existant :

L'agglomération d'Amroussa possède un système d'assainissement du type unitaire comprenant trois collecteurs principaux distincts. Ces collecteurs sont séparés par le cours d'eau d'Amroussa et présentent des diamètres variants de 300 mm à 1400 mm. En somme, la longueur totale combinée de ces collecteurs s'élève à 10 514,5 mètres.

Les deux collecteurs sont traversés des zones situées en dehors des limites administratives de la ville d'Amroussa. Au fil des années, en réponse à la croissance démographique, ces zones ont été urbanisées pour accueillir des nouvelles agglomérations, notamment les villes d'AMROUSSA et de BOUINAN. Pendant la construction de ces nouvelles villes et en raison de l'absence d'accès aux réseaux d'assainissement existants, les deux collecteurs ont été endommagés et n'ont pas été

réparés [3].

V.1.6.1.État des collecteurs :

Les collecteurs présentent une diversité de diamètre, allant de 300 mm à 1400 mm de diamètre. En totalité, la longueur cumulative de ces canalisations s'étend sur 10 514,5 mètres. La majorité de ces conduites présente un état de dégradation significatif [3].

V.1.6.2.État des regards:

D'après la direction des ressources en eau de la wilaya de Blida ou bien la subdivision des ressources en eau de la commune de BUINANE et Concernant l'état des regards du réseau d'assainissement dans notre zone d'étude (la ville d'AMROUSSA), les observations sont les suivantes :

- ◆ Les regards ont une forme carrée.
- ◆ L'espace entre les regards est de l'ordre de 2.5m à 109m.
- ◆ De nombreux regards sont remplis de déchets et de sable.
- ◆ La présence de l'envasement dans plusieurs regards [3].



La source :APC BOUINAN,2023

Figure V-1 : Regard du réseau d'assainissement d'AMROUSSA.

V.1.6.3.État de rejet :

Dans notre ville, il existe uniquement un point de rejet, situé au niveau du cours d'eau d'AMROUSSA. Les eaux usées de notre agglomération sont directement déversées dans l'environnement naturel, sans l'utilisation de déversoirs d'orage, de bassins de décantation ou de systèmes d'épuration. Cette situation engendre

d'importants problèmes environnementaux et expose à des risques potentiels de propagation de maladies à transmission hydrique[3].



La source :APC BOUINAN,2023

Figure V-2 : le point de rejet du réseau d'assainissement d'AMROUSSA.

V.1.7.Résultats de diagnostic hydraulique de la ville d'AMROUSSA:

Malgré la condition physique défavorable du réseau existant, nous avons réalisé une simulation hydraulique pour évaluer la fiabilité hydraulique des collecteurs. L'objectif principal était de déterminer s'il y avait un risque de surcharge des collecteurs, en supposant un colmatage nul (on considère que les conduites sont entièrement libres de tout dépôt) étant donné l'absence de données sur l'obstruction des collecteurs. Le tableau ci-dessous résume le calcul hydraulique du réseau en comparant les diamètres existant avec ceux calculés pour assurer un écoulement en régime libre et en vérifiant les pentes et les longueurs des collecteurs .

Tableau V-1 : l'état du réseau d'assainissement de la ville d'AMROUSSA.

Tronçons	La forme	matériaux	La longueur (ml)	La pente (%)	Diamètre existant (mm)	Diamètre calculé (mm)	Remarque
R1-R2	Circulaire	PVC	39	2,7436	400	197	/
R2-R3	Circulaire	PVC	34	1,9324	400	266	/
R3-R4	Circulaire	PVC	46	2,0000	400	318	/
R4-R5	Circulaire	PVC	31	2,6968	400	327	/
R5-R6	Circulaire	PVC	34	2,4059	400	361	/
R6-R9	Circulaire	PVC	4	11,5000	400	272	Forte pente
R7-R8	Circulaire	PVC	26	0,5769	315	227	/
R8-R9	Circulaire	PVC	28	3,0250	315	218	/
R9-R10	Circulaire	PVC	51	1,5235	500	468	longueur importante
R10-R15	Circulaire	PVC	37	3,3405	500	423	/
R11-R15	Circulaire	PVC	69	1,0725	500	291	longueur importante
R12-R13	Circulaire	PVC	54	0,2963	400	338	longueur importante
R13-R14	Circulaire	PVC	46	0,3674	400	409	/
R14-R15	Circulaire	PVC	11	1,1364	400	344	/
R15-R18	Circulaire	PVC	34	4,2029	500	488	/
R16-R17	Circulaire	PVC	29	1,0483	500	211	/
R17-R18	Circulaire	PVC	39	3,3436	500	234	/
R18-R19	Circulaire	Béton armé	23	0,7435	800	708	/
R19-R20	Circulaire	Béton armé	47	0,3830	800	807	En pleine section
R20-R21	Circulaire	Béton armé	82	1,4634	800	633	longueur importante
R21-R22	Circulaire	Béton armé	99	1,5263	800	636	longueur importante
R22-R23	Circulaire	Béton armé	32	0,4687	800	796	/
R23-R24	Circulaire	Béton armé	32	0,7344	800	734	/

Tronçons	La forme	matériaux	La longueur (ml)	La pente (%)	Diamètre existant (mm)	Diamètre calculé (mm)	Remarque
R24-R25	Circulaire	Béton armé	3,4	0,0588	800	1179	En pleine section+faible pente
R25-R26	Circulaire	Béton armé	25	0,3560	800	849	En pleine section
R26-R30	Circulaire	Béton armé	32	0,6250	800	773	/
R27-R28	Circulaire	PVC	109	1,8220	400	267	longueur importante
R28-R29	Circulaire	PVC	36	2,1194	400	289	/
R29-R30	Circulaire	PVC	87	1,5828	400	364	longueur importante
R30-R35	Circulaire	Béton armé	65	0,5077	1000	980	longueur importante
R31-R32	Circulaire	PVC	14	0,7143	315	148	/
R32-R33	Circulaire	PVC	41	2,3146	315	198	/
R33-R34	Circulaire	PVC	42	0,4643	500	331	/
R34-R35	Circulaire	PVC	79	3,0025	500	291	longueur importante
R35-R36	Circulaire	Béton armé	70	0,4614	1000	1061	longueur importante+En pleine section
R36-R37	Circulaire	Béton armé	80	0,6750	1000	1006	longueur importante+En pleine section
R37-R38	Circulaire	Béton armé	38	0,5263	1000	1063	En pleine section
R38-R39	Circulaire	Béton armé	39	0,2564	1000	1226	En pleine section
R39-R45	Circulaire	Béton armé	40	1,0500	1000	949	/
R40-R41	Circulaire	PVC	26	1,5308	400	159	/
R41-R42	Circulaire	PVC	34	1,4412	400	221	/
R42-R43	Circulaire	PVC	23	1,3043	500	254	/
R43-R44	Circulaire	PVC	27	1,2000	500	287	/
R44-R45	Circulaire	PVC	49	2,7102	500	246	/
R45-R46	Circulaire	Béton armé	38	0,6289	1000	1067	En pleine section

Tronçons	La forme	matériaux	La longueur (ml)	La pente (%)	Diamètre existant (mm)	Diamètre calculé (mm)	Remarque
R46-R47	Circulaire	Béton armé	53	1,7755	1000	900	longueur importante
R47-R48	Circulaire	Béton armé	37	1,0270	1000	1014	En pleine section
R48-R49	Circulaire	Béton armé	33	1,2333	1000	994	/
R49-R50	Circulaire	Béton armé	82	1,0744	1000	1054	longueur importante
R50-R54	Circulaire	Béton armé	36	0,8389	1000	1119	En pleine section
R51-R52	Circulaire	PVC	16,3	0,4294	315	242	/
R52-R53	Circulaire	PVC	30	1,1667	315	297	/
R53-R54	Circulaire	PVC	30	0,9000	315	376	En pleine section
R54-R57	Circulaire	Béton armé	18,6	0,3763	1000	1345	En pleine section
R55-R56	Circulaire	PVC	39	0,0769	315	464	En pleine section +faible pente
R56-R57	Circulaire	PVC	30	0,2667	400	455	En pleine section
R57-R58	Circulaire	Béton armé	25	1,2000	1000	1113	En pleine section
R58-R61	Circulaire	Béton armé	31,5	1,3333	1000	1098	En pleine section
R59-R60	Circulaire	PVC	30	0,5000	315	253	/
R60-R61	Circulaire	PVC	30	1,5667	315	265	/
R61-R62	Circulaire	Béton armé	27,2	0,6985	1000	1262	En pleine section +longueur importante
R62-R63	Circulaire	Béton armé	58	1,3793	1000	1123	En pleine section +longueur importante
R63-R64	Circulaire	Béton armé	46	0,7826	1000	1260	En pleine section
R64-R65	Circulaire	Béton armé	29	1,1345	1000	1181	En pleine section
R65-R66	Circulaire	PVC	13	5,6923	630	117	Forte pente
R66-R67	Circulaire	Béton armé	3	5,3667	1000	885	Forte pente

Tronçons	La forme	matériaux	La longueur (ml)	La pente (%)	Diamètre existant (mm)	Diamètre calculé (mm)	Remarque
R67-R68	Circulaire	Béton armé	48	2,0646	1000	1059	En charge
R68-R69	Circulaire	Béton armé	66	0,9818	1000	217	En pleine section +longueur importante
R69-R70	Circulaire	Béton armé	75	0,8680	1000	1245	En pleine section +longueur importante
R70-R71	Circulaire	Béton armé	36	2,2556	1000	1041	En pleine section
R71-R72	Circulaire	Béton armé	94	1,3628	1000	1144	En pleine section +longueur importante
R72-R73	Circulaire	Béton armé	42	1,1929	1000	1173	En pleine section
R73-R74	Circulaire	Béton armé	41	0,9732	1000	1219	En pleine section
R74-R75	Circulaire	Béton armé	41	1,1366	1000	1184	En pleine section
R75-R76	Circulaire	Béton armé	41	1,0756	1000	1196	En pleine section
R76-R77	Circulaire	Béton armé	41	6,7146	1000	849	Forte pente
R77-R149	Circulaire	Béton armé	43	0,6767	1200	1442	En pleine section
R78-R79	Circulaire	PVC	26	1,1462	315	141	/
R79-R80	Circulaire	PVC	25	0,4000	315	221	/
R80-R81	Circulaire	PVC	12	1,8583	315	179	/
R81-R82	Circulaire	PVC	8	2,9125	315	173	/
R82-R84	Circulaire	PVC	20	0,5250	315	261	/
R83-R84	Circulaire	PVC	38	0,9395	315	169	/
R84-R87	Circulaire	PVC	24	1,3250	315	267	/
R85-R86	Circulaire	PVC	17	1,3118	315	117	/
R86-R87	Circulaire	PVC	34	0,5088	315	211	/
R87-R88	Circulaire	PVC	24	1,6625	315	297	/

Tronçons	La forme	matériaux	La longueur (ml)	La pente (%)	Diamètre existant (mm)	Diamètre calculé (mm)	Remarque
R88-R89	Circulaire	PVC	28	1,8250	315	305	En pleine section
R89-R96	Circulaire	PVC	19	1,6000	315	321	En pleine section
R90-R91	Circulaire	PVC	15	1,3733	315	111	/
R91-R92	Circulaire	PVC	20	0,4850	315	185	/
R92-R93	Circulaire	PVC	25	0,3720	315	238	/
R93-R94	Circulaire	PVC	2,5	4,0000	315	155	/
R94-R95	Circulaire	PVC	42	0,7214	315	259	/
R95-R96	Circulaire	PVC	38	0,6763	315	295	/
R96-R97	Circulaire	PVC	29	3,6379	315	330	En pleine section
R97-R100	Circulaire	PVC	51	0,6392	400	476	En pleine section+longueur importante
R98-R99	Circulaire	PVC	34	1,1265	315	156	/
R99-R100	Circulaire	PVC	36	2,1583	315	182	/
R100-R101	Circulaire	PVC	66	0,6015	500	527	En pleine section+longueur importante
R101-R104	Circulaire	PVC	33	1,3636	500	461	/
R102-R103	Circulaire	PVC	28	1,0750	315	147	/
R103-R104	Circulaire	PVC	34	1,1824	315	194	/
R104-R106	Circulaire	PVC	53	1,4830	500	481	longueur importante
R105-R106	Circulaire	PVC	31	1,1710	315	150	/
R106-R107	Circulaire	PVC	19	1,0579	500	525	En pleine section
R107-R108	Circulaire	PVC	61	0,8213	500	565	En pleine section+longueur importante
R108-R109	Circulaire	PVC	61	1,0525	500	553	En pleine section+longueur importante

Tronçons	La forme	matériaux	La longueur (ml)	La pente (%)	Diamètre existant (mm)	Diamètre calculé (mm)	Remarque
R109-R110	Circulaire	PVC	53	0,9113	500	580	En pleine section+longueur importante
R110-R111	Circulaire	PVC	24	2,6250	500	480	/
R111-R112	Circulaire	PVC	32	0,9438	500	588	En pleine section
R112-R113	Circulaire	PVC	22	2,3045	500	497	/
R113-R114	Circulaire	PVC	41	3,1561	500	469	/
R114-R115	Circulaire	PVC	84	0,4762	630	668	En pleine section+longueur importante
R115-R116	Circulaire	PVC	46	0,5565	630	649	En pleine section
R116-R117	Circulaire	PVC	40	0,7725	630	610	En pleine section
R117-R118	Circulaire	PVC	30	0,4067	630	688	En pleine section
R118-R119	Circulaire	PVC	42	0,3786	630	698	En pleine section
R119-R120	Circulaire	PVC	41	0,7488	630	614	En pleine section
R120-R121	Circulaire	PVC	47	0,5511	630	650	En pleine section
R121-R122	Circulaire	PVC	32	0,7375	630	616	En pleine section
R122-R123	Circulaire	PVC	31	0,5806	630	644	En pleine section
R123-R124	Circulaire	PVC	35	0,6486	630	631	En pleine section
R124-R125	Circulaire	PVC	105	0,5105	630	660	En pleine section+longueur importante
R125-R126	Circulaire	PVC	42	0,6071	630	639	En pleine section
R126-R133	Circulaire	PVC	69	0,5623	630	648	En pleine section+longueur importante
R127-R128	Circulaire	PVC	42	0,4143	400	297	/
R128-R129	Circulaire	PVC	42	0,7048	400	349	/

Tronçons	La forme	matériaux	La longueur (ml)	La pente (%)	Diamètre existant (mm)	Diamètre calculé (mm)	Remarque
R129-R130	Circulaire	PVC	43	1,0442	400	379	/
R130-R131	Circulaire	PVC	43	0,8419	400	440	En pleine section
R131-R133	Circulaire	PVC	52	8,3365	630	316	longueur importante+forte pente
R132-R133	Circulaire	PVC	22	13,1455	630	122	Forte pente
R133-R134	Circulaire	PVC	30	3,8467	630	542	En pleine section
R134-R135	Circulaire	PVC	36	0,4944	630	796	En pleine section
R135-R136	Circulaire	PVC	32	0,6750	630	751	En pleine section
R136-R137	Circulaire	PVC	36	0,5417	630	783	En pleine section
R137-R138	Circulaire	Béton armé	36	0,6222	800	763	/
R138-R139	Circulaire	Béton armé	42	0,4762	800	802	En pleine section
R139-R140	Circulaire	Béton armé	41	0,5244	800	787	/
R140-R141	Circulaire	Béton armé	42	1,4952	800	647	/
R141-R142	Circulaire	Béton armé	41	0,6146	800	764	/
R142-R143	Circulaire	Béton armé	42	0,5667	800	776	/
R143-R144	Circulaire	Béton armé	40	0,5200	800	789	/
R144-R145	Circulaire	Béton armé	42	0,6643	800	753	/
R145-R146	Circulaire	Béton armé	36	0,6250	800	762	/
R146-R147	Circulaire	Béton armé	37	0,2946	800	877	En pleine section
R147-R148	Circulaire	Béton armé	35	0,5857	800	771	/
R148-R77	Circulaire	Béton armé	40	0,5475	800	781	/
R149-R150	Circulaire	Béton armé	16	0,4750	1200	1541	En pleine section
R150-R151	Circulaire	Béton armé	24	0,6250	1200	1464	En pleine section
R151-R152	Circulaire	Béton armé	37	0,5946	1200	1477	En pleine section
R152-R153	Circulaire	Béton armé	37	0,6216	1200	1465	En pleine section

Tronçons	La forme	matériaux	La longueur (ml)	La pente (%)	Diamètre existant (mm)	Diamètre calculé (mm)	Remarque
R153-R154	Circulaire	Béton armé	40	0,5000	1200	1526	En pleine section
R154-R155	Circulaire	Béton armé	42	0,5571	1200	1496	En pleine section
R155-R156	Circulaire	Béton armé	41	0,5000	1200	1526	En pleine section
R156-R157	Circulaire	Béton armé	42	0,5833	1200	1483	En pleine section
R157-R158	Circulaire	Béton armé	40	0,6100	1200	1470	En pleine section
R158-R159	Circulaire	Béton armé	41	0,6610	1200	1448	En pleine section
R159-R259	Circulaire	Béton armé	42	3,0690	1200	1086	/
R160-R161	Circulaire	PVC	42	0,3024	315	167	/
R161-R162	Circulaire	PVC	42	4,5905	315	130	/
R162-R163	Circulaire	PVC	48	2,2083	315	176	/
R163-R164	Circulaire	PVC	57	2,2070	315	202	longueur importante
R164-R165	Circulaire	PVC	49	2,2082	315	220	/
R165-R166	Circulaire	PVC	44	2,2091	315	234	/
R166-R167	Circulaire	PVC	15	3,5667	315	218	/
R167-R168	Circulaire	Béton armé	17	1,2059	800	273	/
R168-R169	Circulaire	Béton armé	34	0,9265	800	311	/
R169-R173	Circulaire	Béton armé	42	0,9405	800	336	/
R170-R171	Circulaire	PVC	34	0,3176	315	204	/
R171-R172	Circulaire	PVC	27	0,3741	315	247	/
R172-R173	Circulaire	PVC	23	1,0565	315	229	/
R173-R177	Circulaire	Béton armé	15	1,3067	800	363	/
R174-R175	Circulaire	PVC	34	0,4029	315	195	/
R175-R176	Circulaire	PVC	51	0,2510	315	301	longueur importante
R176-R177	Circulaire	PVC	29	0,5655	315	289	/
R177-R178	Circulaire	Béton armé	28	0,7679	800	460	/

Tronçons	La forme	matériaux	La longueur (ml)	La pente (%)	Diamètre existant (mm)	Diamètre calculé (mm)	Remarque
R178-R179	Circulaire	Béton armé	39	0,8000	800	471	/
R179-R193	Circulaire	Béton armé	49	0,0959	1000	726	Faible pente
R180-R181	Circulaire	PVC	36	4,0556	315	210	/
R181-R182	Circulaire	PVC	51	0,7843	400	398	longueur importante
R182-R183	Circulaire	PVC	78	1,2462	500	464	longueur importante
R183-R184	Circulaire	PVC	23	1,2261	400	477	En pleine section
R184-R190	Circulaire	PVC	54	0,5074	400	595	En pleine section+longueur importante
R185-R186	Circulaire	PVC	49	1,3163	315	227	/
R186-R187	Circulaire	PVC	13	1,9154	315	231	/
R187-R188	Circulaire	PVC	36	1,6556	400	282	/
R188-R189	Circulaire	PVC	22	0,7682	400	351	/
R189-R190	Circulaire	PVC	38	2,7895	400	306	/
R190-R191	Circulaire	PVC	27	0,6037	500	664	En pleine section
R191-R192	Circulaire	PVC	36	0,9806	500	620	En pleine section
R192-R193	Circulaire	PVC	23	0,8696	500	643	En pleine section
R193-R194	Circulaire	Béton armé	25	1,4600	1000	676	/
R194-R202	Circulaire	Béton armé	63	1,6159	1000	672	longueur importante
R195-R196	Circulaire	PVC	57	0,8772	400	332	longueur importante
R196-R197	Circulaire	PVC	39	0,6923	500	423	/
R197-R189	Circulaire	PVC	39	0,3410	400	548	En pleine section
R198-R199	Circulaire	PVC	39	0,3974	400	561	En pleine section
R199-R200	Circulaire	PVC	37	0,3595	400	597	En pleine section

Tronçons	La forme	matériaux	La longueur (ml)	La pente (%)	Diamètre existant (mm)	Diamètre calculé (mm)	Remarque
R200-R201	Circulaire	PVC	37	0,4622	400	592	En pleine section
R201-R202	Circulaire	PVC	36	1,1361	400	518	En pleine section
R202-R203	Circulaire	Béton armé	82	1,0756	1000	868	longueur importante
R203-R204	Circulaire	Béton armé	41	0,9585	1000	887	/
R204-R205	Circulaire	Béton armé	41	0,8073	1000	916	/
R205-R206	Circulaire	Béton armé	37	0,8189	1000	913	/
R206-R207	Circulaire	Béton armé	83	1,0855	1000	866	longueur importante
R207-R208	Circulaire	Béton armé	42	0,9905	1000	881	/
R208-R209	Circulaire	Béton armé	41	1,0537	1000	871	/
R209-R210	Circulaire	Béton armé	44	0,9000	1000	897	/
R210-R211	Circulaire	Béton armé	42	1,3952	1000	827	/
R211-R212	Circulaire	Béton armé	35	1,0286	1000	875	/
R212-R213	Circulaire	Béton armé	43	1,0349	1000	874	/
R213-R214	Circulaire	Béton armé	42	1,0214	1000	876	/
R214-R215	Circulaire	Béton armé	44	1,5773	1000	808	/
R215-R216	Circulaire	Béton armé	42	1,0619	1000	870	/
R216-R238	Circulaire	Béton armé	54	1,0944	1000	865	longueur importante
R217-R218	Circulaire	PVC	19	0,6211	315	252	/
R218-R219	Circulaire	PVC	23	0,3435	315	379	En pleine section
R219-R220	Circulaire	PVC	11	0,9909	315	339	En pleine section
R220-R221	Circulaire	PVC	10	0,3400	315	442	En pleine section
R221-R222	Circulaire	PVC	12	0,3583	315	467	En pleine section
R222-R223	Circulaire	PVC	12	0,9167	400	414	En pleine section
R223-R224	Circulaire	PVC	26	0,2500	400	583	En pleine section
R224-R225	Circulaire	PVC	36	0,2944	400	595	En pleine section

Tronçons	La forme	matériaux	La longueur (ml)	La pente (%)	Diamètre existant (mm)	Diamètre calculé (mm)	Remarque
R225-R226	Circulaire	PVC	81	0,7963	400	543	En pleine section+longueur importante
R226-R227	Circulaire	PVC	43	1,0279	400	540	En pleine section
R227-R228	Circulaire	PVC	37	1,5568	400	516	En pleine section
R228-R229	Circulaire	PVC	79	0,8658	400	613	En pleine section+longueur importante
R229-R230	Circulaire	PVC	28	1,5679	500	548	En pleine section
R230-R231	Circulaire	PVC	33	0,2909	500	752	En pleine section
R231-R232	Circulaire	PVC	42	0,3500	500	727	En pleine section
R232-R233	Circulaire	PVC	44	0,4545	500	692	En pleine section
R233-R234	Circulaire	PVC	27	0,9296	500	605	En pleine section
R234-R235	Circulaire	PVC	22	1,0409	500	592	En pleine section
R235-R236	Circulaire	PVC	8	0,1250	500	881	En pleine section+faible pente
R236-R237	Circulaire	PVC	41	1,0634	500	590	En pleine section
R237-R238	Circulaire	PVC	101	2,0267	500	523	En pleine section+longueur importante
R238-R239	Circulaire	Béton armé	43	0,7605	1200	1038	En pleine section
R239-R240	Circulaire	Béton armé	40	1,3650	1200	930	/
R240-R241	Circulaire	Béton armé	41	1,5146	1200	912	/
R241-R242	Circulaire	Béton armé	42	0,9524	1200	995	/
R242-R243	Circulaire	Béton armé	40	0,5000	1200	1123	/
R243-R244	Circulaire	Béton armé	41	0,6537	1200	1068	/
R244-R245	Circulaire	Béton armé	69	0,4986	1200	1124	longueur importante
R245-R246	Circulaire	Béton armé	81	0,5309	1200	1110	longueur importante

Tronçons	La forme	matériaux	La longueur (ml)	La pente (%)	Diamètre existant (mm)	Diamètre calculé (mm)	Remarque
R246-R247	Circulaire	Béton armé	42	0,4881	1200	1128	/
R247-R248	Circulaire	Béton armé	41	0,5512	1200	1103	/
R248-R249	Circulaire	Béton armé	41	0,6780	1200	1061	/
R249-R250	Circulaire	Béton armé	41	0,5634	1200	1098	/
R250-R251	Circulaire	Béton armé	100	0,7100	1200	1051	longueur importante
R251-R252	Circulaire	Béton armé	33	0,6970	1200	1055	/
R252-R253	Circulaire	Béton armé	34	0,6971	1200	1055	/
R253-R254	Circulaire	Béton armé	34	0,6941	1200	1056	/
R254-R255	Circulaire	Béton armé	67	0,6970	1200	1055	longueur importante
R255-R256	Circulaire	Béton armé	74	0,6959	1200	1055	longueur importante
R256-R257	Circulaire	Béton armé	41	0,6976	1200	1055	/
R257-R258	Circulaire	Béton armé	36	1,1944	1200	954	/
R258-R259	Circulaire	Béton armé	37	0,2108	1200	1320	En pleine section
R259-R260	Circulaire	Béton armé	36	0,7306	1500	1518	En pleine section
R260-R261	Circulaire	Béton armé	41	0,7293	1500	1518	En pleine section
R261-R262	Circulaire	Béton armé	41	0,7415	1500	1514	En pleine section
R262-R263	Circulaire	Béton armé	43	0,7349	1500	1516	En pleine section
R263-R264	Circulaire	Béton armé	23	1,0696	1500	1413	En pleine section
R264-R265	Circulaire	Béton armé	36	0,9083	1500	1457	En pleine section
R265-R266	Circulaire	Béton armé	32	0,7531	1500	1509	En pleine section
R266-Rrejet	Circulaire	Béton armé	6	1,7333	1500	1291	/

Note :

- ◆ On considère qu'une conduite est en pleine section lorsque le diamètre calculé est supérieur au diamètre existant.
- ◆ Pour l'application de la méthode rationnelle, il est nécessaire que la pente soit comprise dans la plage de 0.2 % à 5 %.
- ◆ On considère qu'une longueur est importante lorsque est supérieur à 50 m.

Selon les données présentées dans le tableau, il est possible de faire plusieurs observations :

- ◆ Il y a 110 tronçons qui sont en pleine section.
- ◆ Il existe des tronçons où la pente est très faible(0.06 %) ou très forte(13.1455 %).
- ◆ Il existe 46 tronçons où la longueur est supérieure à 50 m .

V.2.Réhabilitation du réseau:

Pour résoudre les problèmes mentionnés précédemment, diverses solutions sont envisageables. L'une d'entre elles consiste à concevoir un nouveau réseau en conservant les conduites qui sont en bon état et qui assurent un fonctionnement hydraulique satisfaisant. Une autre approche consiste à mettre en place des programmes réguliers de curage et d'entretien pour garantir le bon fonctionnement du réseau une fois qu'il est opérationnel. Il est également essentiel de sécuriser les regards en les couvrant de tampons pour prévenir les risques potentiels, tout en mettant en évidence ceux qui sont enfouis sous le bitume et en rénovant les regards inutilisables ou dégradés. Enfin, une solution plus radicale serait de remplacer l'ensemble des collecteurs, car ils ne répondent ni aux exigences d'efficacité hydraulique ni aux normes de qualité physique requises. Le choix de la solution appropriée dépendra d'une évaluation plus approfondie de la situation et des contraintes budgétaires.

V.2.1.Conditions du réablitation :

Dans le domaine d'assainissement, lorsqu'on dimensionne un réseau unitaire qui combine à la fois la gestion des eaux pluviales et des eaux usées au sein d'une seule canalisation., il est essentiel de garantir les conditions nécessaires à l'auto-curage. Cela signifie que le système doit être conçu de manière à maintenir une vitesse

minimale de 0,6 m/s pour le 1/10 du débit de pleine section et une vitesse de 0,3 m/s pour le 1/100 de ce même débit, en utilisant un diamètre minimum de 300 mm. Cependant, pour prévenir la détérioration des joints des canalisations et de leur revêtement intérieur, il est recommandé de fixer une limite supérieure à la vitesse, généralement de l'ordre de 5 m/s. Cette approche vise à assurer un écoulement adéquat tout en préservant l'intégrité du système de canalisation [8].

V.2.1.1.Auto curage :

Pour déterminer les caractéristiques appropriées d'une canalisation , notamment son type, son diamètre et sa pente en fonction du débit, il est impératif que le réseau réponde aux critères de l'auto-curage. Ces critères sont essentiels pour des raisons d'hygiène et d'entretien. En effet, si la vitesse de l'écoulement dans le réseau est trop faible, cela peut entraîner la stagnation de dépôts et de matières organiques décomposables dans les canalisations. Les conditions requises pour satisfaire l'auto-curage sont les suivantes :

- ◆ Une vitesse minimale de 1 m/s à pleine section.
- ◆ Une vitesse supérieure à 0,60 m/s pour le 1/10 du débit à pleine section.
- ◆ Une vitesse supérieure à 0,30 m/s pour le 1/100 du débit à pleine section.

Contrairement aux préoccupations liées à l'auto-curage, la préservation de l'intégrité des joints des canalisations circulaires et de leurs revêtements intérieurs nous pousse à imposer des limites maximales à la pente autorisée. Il est raisonnable de maintenir les vitesses d'écoulement dans une fourchette de 4 à 5 m/s pour éviter tout risque de dégradation. En ce qui concerne les ouvrages de taille moyenne, les sections les plus appropriées sont celles de type circulaire et ovoïde [8].

V.2.2.Hypothèse de calcul:

Avant d'entreprendre le calcul hydraulique du réseau d'assainissement en mode gravitaire, il est essentiel de prendre en considération les hypothèses suivantes :

- ◆ L'écoulement est uniforme et à surface libre, ce qui signifie que l'eau s'écoule librement à la surface des conduites.
- ◆ Les canalisations d'égouts, dimensionnées pour un débit en pleine section (Q_{ps}), fonctionnent en réalité la plupart du temps avec des débits inférieurs à ceux pour lesquels elles ont été conçues.

Il est également nécessaire de définir les paramètres hydrauliques suivants pour effectuer les calculs de manière précise :

- ◆ Périmètre mouillé (P) : Il correspond à la longueur totale du périmètre de la conduite en contact avec l'eau, mesurée en mètres.
- ◆ Section mouillée (S) : Il représente la surface transversale de la conduite qui est occupée par l'eau, exprimée en mètres carrés (m²).
- ◆ Rayon hydraulique (Rh) : Ce paramètre est obtenu en divisant la section mouillée par le périmètre mouillé, mesuré en mètres (m).
- ◆ Vitesse moyenne (V) : Elle est déterminée en divisant le débit volumique en mètres cubes par seconde (m³/s) par la section mouillée en mètres carrés (m²).

V.2.3.Mode calcul :

Le déplacement de l'eau à l'intérieur des collecteurs se déroule comme un écoulement à surface libre et il est régi par les principes de conservation du débit exprimés mathématiquement par la formule de continuité:

$$Q = V * S \quad (V.1)$$

Avec :

Q: Débit (m³/s).

V: Vitesse d'écoulement (m/s)

S: Section mouillée (m²)

La formule de Manning-Strickler est utilisée pour calculer la vitesse moyenne de l'écoulement, et elle s'exprime comme suit :

$$V = K_s * R^{2/3} * \sqrt{I_m} \quad (V.2)$$

Avec :

Im(m/m) : Pente motrice ou pente du radier nécessaire à l'écoulement d'un débit Q donné.

R(m) : Rayon hydraulique.

Ks: Coefficient de rugosité dépend de la nature des parois.

Les valeurs des coefficients Ks sont présentes dans le tableau ci-dessous:

Tableau VI-2: Coefficient de Manning-Strickler (Ks) en fonction de la nature de parois.

Nature des parois	Ks
Fossé à parois en herbe	30
Fossé à parois en terre	40
Canal en maçonnerie	60
Conduite en béton	75
Conduite en fibre-ciment	80
Conduite en fonte ou en grés	90
Conduite en PVC	90 à 100

Source : VRD-Assainissement

En ce qui concerne notre projet, nous avons opté pour une combinaison de conduites en PVC et de conduites (CAO).

Tableau VI-3: Choix de conduites et coefficient de Manning-Strickler(Ks).

Matériaux des conduites	Ks
Conduite en PVC	90
Conduite en CAO	75

En utilisant les équations précédentes, en supposant une section pleine ; le diamètre peut être calculé de la façon suivante :

$$Q_{cal} = \left(\frac{3.2036 * Q_t}{K_s * \sqrt{I}} \right)^{3/8} \quad (V.3)$$

Ou : $Q_t = Q_{pl} + Q_{eu} \quad (V.4)$

Avec :

Q_{eu} (m³/s) : Débit d'eau usée.

Q_{pl} (m³/s) : Débit d'eau pluviale.

- Le débit en pleine section est donné par la relation:

$$Q_{ps} = V_{ps} * \frac{\pi(D_{nor})^2}{4} \quad (V.5)$$

Avec :

D_{nor} : Diamètre normalisé de la conduite en (mm).

- La vitesse en pleine section (V_{ps}) est calculée selon de la formule de Manning-Strickler, avec le rayon hydraulique pris :

$$R_h = D_{nor} / 4 \quad (V.6)$$

On aura :

$$V_{ps} = K_s * (D_{nor} / 4)^{2/3} * \sqrt{I} \quad (V.7)$$

Ensuite, les vitesses et les profondeurs de l'écoulement à l'intérieur de la conduite sont déterminées en utilisant les équations suivantes:

$$\diamond \text{ Rapport des débits: } R_q = \frac{Q}{Q_{ps}} \quad (\text{V.8})$$

$$\diamond \text{ Rapport des vitesses : } R_v = \frac{V}{V_{ps}} \quad (\text{V.9})$$

$$\diamond \text{ Rapport des hauteurs : } R_h = \frac{H}{D_{nor}} \quad (\text{V.10})$$

Conditions d'auto curage :

Un système d'assainissement doit être conçu de manière à favoriser l'auto-curage c'est-à-dire qu'il doit être capable de permettre l'élimination du sable lors de l'écoulement des débits importants afin d'éviter que le sable ne se dépose et provoque des obstructions il est également essentiel de veiller à ce que ce processus d'auto-curage n'entraîne pas l'érosion des parois de la conduite.

- ◆ Pour $1/10Q_{ps}$: $v \geq 0.6 \text{ m/s}$
- ◆ Pour $1/100 Q_{ps}$: $v \geq 0.3 \text{ m/s}$

Ces limites sont respectées avec :

- ◆ $v_{ps} = 1 \text{ m/s}$; Pour une section circulaire ($RQ = 0.1 \Rightarrow Rv = V \cdot V_{ps} = 0.55 \Rightarrow V_{ps} \geq 1 \text{ m/s}$).
- ◆ $v_{ps} = 0.9 \text{ m/s}$; Pour une section ovoïde [8].

V.2.4. Condition d'implantation de réseau :

- ◆ Le diamètre des canalisations circulaires ne doit pas être inférieur à 300 mm pour prévenir tout risque d'obstruction.
- ◆ Il est essentiel de garantir que la canalisation en amont bénéficie de pentes appropriées pour favoriser l'auto-curage, avec une pente minimale de 0,2 %.
- ◆ L'utilisation de pompes pour le relèvement des eaux doit être évitée autant que possible.
- ◆ La profondeur minimale de recouvrement de la canalisation doit être maintenue à 80 cm.
- ◆ Il est recommandé de limiter la vitesse maximale d'écoulement en pleine section à environ 5m/s.

V.2.5. Résultats du réhabilitation :

Pour garantir un fonctionnement optimal de notre réseau d'assainissement et résoudre les problèmes qui se posent, nous avons mis en place les mesures suivantes:

- ◆ Nous avons effectué des modifications tant sur les pentes fortes que faibles pour les conformer aux limites d'application de la méthode rationnelle (entre 0.2%et 5%)

- ◆ Nous avons divisé les tronçons qui dépassaient une longueur de 50 mètres de manière à ce qu'aucun tronçon ne dépasse cette limite.
- ◆ nous avons augmenté les diamètres pour les tronçons en pleine section.
- ◆ la ville d'AMROUSSA dispose d'un système d'assainissement séparatif donc dans les zones où les conduites étaient cassées, la décision a été prise de créer deux déversoirs d'orage et d'établir des connexions entre notre réseau et celui de la nouvelle ville d'AMROUSSA. Pendant la saison sèche les eaux usées sont dirigées vers la conduite des eaux usées de la nouvelle ville et lorsque les débits augmentent et que les déversoirs d'orage sont fonctionnés , les eaux sont réparties entre la conduite des eaux usées de la nouvelle ville et celle des eaux pluviales.

Les tableaux ci-dessous résument le dimensionnement de tous les collecteurs ainsi que la détermination de leurs paramètres hydrauliques.

Tableau V-4 : les résultantes du diagnostic du réseau.

traçons	L(m)	I(%)	Q(m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{pro} (mm)	R _Q	R _v	R _H	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	Auto-curage
R1 -R2	39	2,74	0,05	185,36	400	0,13	0,68	0,24	97,19	2,17	0,403	3,21	vérifié
R2-R3	34	2,88	0,10	232,33	400	0,24	0,82	0,33	130,85	2,70	0,41	3,29	vérifié
Ra 1-Ra2	30	1,33	0,04	192,33	315	0,27	0,85	0,35	110,66	1,63	0,15	1,91	vérifié
Ra 2-Ra3	30	1,00	0,08	263,25	315	0,62	1,05	0,57	178,12	1,74	0,13	1,65	vérifié
Ra 3-R3	31,4	0,96	0,12	310,90	400	0,51	1,01	0,51	202,10	1,91	0,24	1,90	vérifié
R3 -R4	46	1,11	0,28	413,33	500	0,60	1,05	0,56	277,67	2,49	0,46	2,37	vérifié
R4-R5	31	2,70	0,32	368,38	500	0,44	0,96	0,47	233,54	3,56	0,73	3,69	vérifié
Ra 4-Ra5	30	2,00	0,04	178,25	315	0,22	0,80	0,32	99,42	1,88	0,18	2,34	vérifié
Ra5-Ra6	30	0,83	0,08	272,40	315	0,68	1,07	0,60	189,27	1,62	0,12	1,51	vérifié
Ra6-Ra7	30	0,83	0,12	317,14	400	0,54	1,02	0,52	208,14	1,81	0,22	1,77	vérifié
Ra7- R5	10,4	4,77	0,13	238,23	400	0,25	0,84	0,34	135,56	3,55	0,53	4,23	vérifié
R5 -R6	34	3,60	0,50	411,96	500	0,14	0,69	0,25	126,57	2,95	0,84	4,27	vérifié
R6 -R9	4	1,67	0,51	477,54	500	0,89	1,14	0,73	364,67	3,31	0,57	2,91	vérifié
R7 -R8	26	0,88	0,03	196,86	315	0,29	0,87	0,36	114,53	1,35	0,12	1,56	vérifié
R8-R9	28	3,02	0,07	205,62	315	0,32	0,89	0,39	122,34	2,57	0,22	2,88	vérifié
R9 -Ra 8	30	1,41	0,62	531,44	630	0,64	1,06	0,57	361,99	3,30	0,97	3,12	vérifié
Ra 8-R 10	30	1,18	0,64	558,03	630	0,73	1,08	0,63	396,33	3,09	0,89	2,85	vérifié
R10 -R15	19,8	3,26	0,69	474,09	630	0,47	0,98	0,48	303,57	4,65	1,48	4,74	vérifié
R 11-Ra9	30	1,83	0,04	181,18	500	0,07	0,58	0,17	86,72	1,76	0,60	3,05	vérifié

traçons	L(m)	I(%)	Q(m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{pro} (mm)	R _Q	R _v	R _H	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	Auto-curage
Ra9 -R15	37,8	0,50	0,09	313,01	500	0,29	0,87	0,36	182,26	1,39	0,31	1,60	vérifié
R 12-Ra 10	30	0,73	0,04	215,15	400	0,19	0,77	0,29	118,00	1,27	0,21	1,66	vérifié
Ra 10-R 13	22,9	0,57	0,07	278,43	400	0,38	0,93	0,43	171,50	1,35	0,18	1,46	vérifié
R 13-R14	46	0,45	0,13	368,90	400	0,81	1,12	0,68	272,66	1,44	0,16	1,29	vérifié
R 14- R15	11	1,14	0,15	322,05	400	0,56	1,03	0,53	213,05	2,14	0,26	2,07	vérifié
R 15 - R 18	34	2,38	0,97	571,35	630	0,77	1,10	0,66	415,33	4,46	1,26	4,05	vérifié
R 16 -R 17	29	1,05	0,04	198,66	500	0,09	0,61	0,20	98,52	1,41	0,45	2,30	vérifié
R 17- R18	39	3,34	0,09	220,02	500	0,11	0,65	0,23	113,36	2,68	0,81	4,11	vérifié
R 18 - R 19	23	0,74	1,07	789,09	800	0,97	1,14	0,78	623,97	2,52	1,11	2,21	vérifié
R 19- R20	47	0,38	1,09	898,69	1000	0,75	1,09	0,65	647,39	2,02	1,45	1,84	vérifié
R 20 - R a11	50	1,46	1,10	702,54	1000	0,39	0,93	0,43	434,84	3,35	2,82	3,60	vérifié
Ra 11-R 21	30,4	1,55	1,12	698,31	1000	0,38	0,93	0,43	430,85	3,44	2,91	3,70	vérifié
R 21 -Ra 12	50	1,86	1,13	678,44	1000	0,36	0,91	0,41	412,16	3,70	3,19	4,06	vérifié
Ra 12 -R 22	47,4	1,23	1,15	737,61	1000	0,45	0,97	0,47	467,87	3,18	2,59	3,30	vérifié
R 22-R 23	32	0,47	1,16	886,49	1000	0,73	1,08	0,63	630,10	2,21	1,60	2,04	vérifié
R23- R 24	32	0,53	1,17	869,99	1000	0,69	1,07	0,61	607,67	2,32	1,70	2,16	vérifié
R 24 -R 25	3,4	2,00	1,17	678,03	1000	0,36	0,91	0,41	411,78	3,84	3,30	4,21	vérifié
R 25 -R 26	25	0,36	1,20	945,77	1000	0,86	1,13	0,72	715,84	2,01	1,39	1,78	vérifié
R 26 -R 30	32	0,63	1,24	860,85	1000	0,67	1,07	0,60	595,81	2,51	1,85	2,35	vérifié
R 27 - Ra 13	30	4,90	0,03	143,31	400	0,06	0,57	0,17	68,31	2,45	0,54	4,29	vérifié

traçons	L(m)	I(%)	Q(m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{pro} (mm)	R _Q	R _V	R _H	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	Auto-curage
Ra 13 -Ra 14	30	1,00	0,07	250,34	400	0,29	0,87	0,36	145,75	1,69	0,24	1,94	vérifié
Ra 14 -R28	46,8	0,46	0,12	357,93	400	0,75	1,09	0,64	256,75	1,44	0,17	1,32	vérifié
R 28- R 29	36	2,12	0,17	300,38	400	0,47	0,98	0,48	192,15	2,76	0,35	2,82	vérifié
R 29 - Ra 15	50	1,84	0,22	345,39	400	0,68	1,07	0,60	239,67	2,81	0,33	2,63	vérifié
Ra 15 -R30	30	1,52	0,27	381,35	400	0,88	1,14	0,73	290,74	2,72	0,30	2,39	vérifié
R 30- Ra 16	33	0,58	1,54	945,91	1000	0,86	1,13	0,72	716,04	2,58	1,79	2,28	vérifié
Ra 16 - R 35	31,4	1,66	1,58	784,79	1000	0,53	1,02	0,51	512,50	3,89	3,01	3,83	vérifié
R 31 -R 32	14	1,22	0,02	139,71	315	0,11	0,66	0,23	72,19	1,20	0,14	1,83	vérifié
R32 - R33	41	2,31	0,06	207,02	315	0,33	0,90	0,39	123,63	2,25	0,20	2,52	vérifié
R33-R34	42	0,46	0,11	346,13	500	0,38	0,92	0,43	212,58	1,42	0,30	1,53	vérifié
R 34 -Ra 17	30	4,98	0,15	245,40	500	0,15	0,71	0,26	130,98	3,55	0,99	5,02	vérifié
Ra 17 -R 35	47,8	1,83	0,20	333,41	500	0,34	0,90	0,40	200,66	2,75	0,60	3,05	vérifié
R 35 - Ra 18	30	0,71	1,82	969,97	1000	0,92	1,14	0,75	751,69	2,86	1,97	2,51	vérifié
Ra 18 - R 36	38	0,29	1,86	1158,21	1200	0,91	1,14	0,74	893,17	2,06	2,04	1,81	vérifié
R 36 - Ra 19	30	1,13	1,90	902,97	1200	0,47	0,98	0,48	578,18	3,51	4,04	3,58	vérifié
Ra 19 -R 37	48	0,42	1,95	1101,37	1200	0,80	1,11	0,68	810,17	2,41	2,45	2,17	vérifié
R37-R38	38	0,53	1,98	1059,37	1200	0,72	1,08	0,62	749,99	2,64	2,76	2,44	vérifié
R38-R39	39	0,26	2,01	1218,35	1500	0,58	1,04	0,54	809,90	2,05	3,49	1,97	vérifié
R39-R45	40	1,05	2,03	940,08	1500	0,29	0,87	0,37	547,69	3,48	7,06	4,00	vérifié
R40-R41	26	1,53	0,02	137,99	400	0,06	0,56	0,16	64,89	1,34	0,30	2,40	vérifié

traçons	L(m)	I(%)	Q(m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{pro} (mm)	R _O	R _v	R _H	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	Auto-curage
R41-R42	34	1,44	0,04	190,96	400	0,14	0,69	0,25	101,07	1,61	0,29	2,33	vérifié
Ra20-Ra21	30	1,67	0,02	143,29	315	0,12	0,67	0,24	74,68	1,42	0,17	2,13	vérifié
Ra21-Ra22	30	1,33	0,04	193,77	315	0,27	0,86	0,36	111,87	1,64	0,15	1,91	vérifié
Ra22-Ra23	30	1,33	0,06	225,59	315	0,41	0,94	0,45	141,02	1,80	0,15	1,91	vérifié
Ra23-Ra24	30	1,00	0,08	265,21	315	0,63	1,06	0,57	180,39	1,75	0,13	1,65	vérifié
Ra24-R42	23,8	0,92	0,10	288,58	315	0,79	1,11	0,67	211,89	1,76	0,12	1,58	vérifié
R42-R43	23	1,30	0,15	320,38	500	0,31	0,88	0,38	188,77	2,27	0,50	2,57	vérifié
R43-R44	27	1,20	0,17	339,44	500	0,36	0,91	0,41	206,29	2,25	0,48	2,46	vérifié
R44-R45	49	2,71	0,17	291,36	500	0,24	0,82	0,33	164,31	3,05	0,73	3,70	vérifié
R45-R46	38	0,63	2,21	1066,98	1500	0,40	0,94	0,44	664,69	2,91	5,46	3,09	vérifié
R46-Ra27	30	0,97	2,25	991,00	1500	0,33	0,90	0,40	593,45	3,45	6,78	3,84	vérifié
Ra25-Ra26	30	2,67	0,04	174,72	315	0,21	0,79	0,31	96,78	2,13	0,21	2,70	vérifié
Ra26-Ra27	31,8	1,89	0,09	244,47	315	0,51	1,01	0,50	158,80	2,29	0,18	2,27	vérifié
Ra27-R47	21,5	2,47	2,37	848,57	1500	0,22	0,80	0,32	473,25	4,92	10,82	4,12	vérifié
R47-R48	37	1,81	2,43	906,72	1500	0,26	0,85	0,35	519,30	4,45	9,27	3,25	vérifié
R48-R49	33	1,23	2,47	981,62	1500	0,32	0,89	0,39	584,84	3,87	7,65	4,33	vérifié
Ra28-Ra29	19	1,58	0,03	162,42	315	0,17	0,74	0,28	87,96	1,53	0,16	2,08	vérifié
Ra29-Ra30	30	0,67	0,07	272,36	315	0,68	1,07	0,60	189,21	1,45	0,11	1,35	vérifié
Ra30-Ra31	30	0,67	0,12	325,78	400	0,58	1,04	0,54	216,90	1,65	0,20	1,58	vérifié
Ra31-Ra32	30	0,67	0,16	367,58	400	0,80	1,11	0,68	270,72	1,76	0,20	1,58	vérifié

traçons	L(m)	I(%)	Q(m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{pro} (mm)	R _Q	R _v	R _H	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	Auto-curage
Ra32-Ra33	25,5	0,78	0,20	385,79	400	0,91	1,14	0,74	297,30	1,96	0,22	1,72	vérifié
Ra33-Ra34	30	0,67	0,24	428,92	500	0,67	1,07	0,59	296,00	1,96	0,36	1,84	vérifié
Ra34-Ra35	30	0,67	0,28	456,73	500	0,79	1,11	0,67	334,40	2,03	0,36	1,84	vérifié
Ra35-R49	40,3	0,69	0,34	487,35	500	0,94	1,14	0,76	379,62	2,13	0,37	1,87	vérifié
Ra36-Ra37	30	0,83	0,04	217,30	315	0,37	0,92	0,42	133,21	1,39	0,12	1,51	vérifié
Ra37-Ra38	30	0,83	0,09	281,81	315	0,74	1,09	0,64	202,10	1,65	0,12	1,51	vérifié
Ra38-R49	35,1	0,79	0,14	338,37	400	0,64	1,06	0,58	230,96	1,83	0,22	1,72	vérifié
R49-Ra39	50	1,19	3,03	1066,72	1500	0,40	0,94	0,44	664,44	3,99	7,50	4,25	vérifié
Ra39-R50	30	0,96	3,07	1115,94	1500	0,46	0,97	0,47	710,74	3,71	6,75	3,82	vérifié
R50-R54	36	0,84	3,13	1151,81	1500	0,50	1,00	0,50	744,50	3,56	6,31	3,57	vérifié
R51-R52	16,3	1,17	0,02	162,33	315	0,17	0,74	0,28	87,89	1,32	0,14	1,79	vérifié
R52-R53	30	1,17	0,07	240,07	315	0,49	0,99	0,49	154,63	1,77	0,14	1,79	vérifié
R53-R54	30	0,90	0,11	303,96	315	0,91	1,14	0,74	234,36	1,79	0,12	1,57	vérifié
R54-R57	18,6	0,38	3,26	1360,54	1500	0,77	1,10	0,66	989,15	2,64	4,23	2,39	vérifié
R55-R56	39	0,90	0,06	236,46	315	0,47	0,98	0,48	151,24	1,53	0,12	1,57	vérifié
R56-R57	30	0,60	0,10	315,84	400	0,53	1,02	0,52	206,87	1,53	0,19	1,50	vérifié
R57-R58	25	1,20	3,40	1111,83	1500	0,45	0,97	0,47	706,88	4,14	7,55	4,27	vérifié
R58-R61	31,5	1,33	3,45	1095,72	1500	0,43	0,96	0,46	691,75	4,31	7,95	4,50	vérifié
R59-R60	30	0,77	0,04	222,87	315	0,40	0,94	0,44	138,46	1,36	0,11	1,45	vérifié
R60-R61	30	1,57	0,09	252,78	315	0,56	1,03	0,53	166,93	2,13	0,16	2,07	vérifié

traçons	L(m)	I(%)	Q(m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{pro} (mm)	R _O	R _v	R _H	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	Auto-curage
Ra40-Ra41	30	1,17	0,04	206,00	315	0,32	0,89	0,39	122,69	1,60	0,14	1,79	vérifié
Ra41-Ra42	30	1,17	0,09	267,15	315	0,65	1,06	0,58	182,70	1,90	0,14	1,79	vérifié
Ra42-Ra43	30	0,83	0,13	331,27	400	0,61	1,05	0,56	222,81	1,86	0,22	1,77	vérifié
Ra43-Ra44	30	0,83	0,18	369,01	400	0,81	1,12	0,68	272,81	1,97	0,22	1,77	vérifié
Ra44-R61	22	1,59	0,21	348,17	400	0,69	1,07	0,61	243,30	2,63	0,31	2,45	vérifié
R61-R62	27,2	0,70	3,79	1281,70	1500	0,66	1,07	0,59	881,68	3,47	5,76	3,26	vérifié
R62-Ra45	30	1,53	3,84	1110,91	1500	0,45	0,97	0,47	706,02	4,68	8,53	4,83	vérifié
Ra45-R63	25,5	1,33	3,88	1144,82	1500	0,49	0,99	0,49	737,89	4,47	7,95	4,50	vérifié
R63-R64	46	0,78	3,95	1273,47	1500	0,65	1,06	0,58	871,61	3,66	6,09	3,45	vérifié
R64-R66	29	1,13	3,99	1192,72	1500	0,54	1,02	0,52	783,94	4,26	7,34	4,15	vérifié
R65-R66	13	4,62	0,02	116,33	630	0,01	0,30	0,08	47,77	1,72	1,76	4,64	vérifié
R66-R67	3	1,00	4,01	1224,01	1500	0,58	1,04	0,54	815,83	4,06	6,89	3,90	vérifié
R67-R68	48	1,77	4,01	1099,40	1500	0,44	0,96	0,46	695,22	4,99	9,17	4,19	vérifié
R68-Ra46	30	1,40	4,01	1149,69	1500	0,49	1,00	0,49	742,49	4,59	8,14	4,61	vérifié
Ra46-R69	33,5	0,68	4,01	1314,51	1500	0,70	1,08	0,62	924,23	3,47	5,70	3,22	vérifié
R69-Ra47	30	0,90	4,01	1247,57	1500	0,61	1,05	0,56	841,43	3,90	6,55	3,71	vérifié
Ra47-R70	42,5	0,89	4,01	1249,97	1500	0,62	1,05	0,56	844,14	3,89	6,51	3,69	vérifié
R70-R71	36	0,61	4,01	1342,42	1500	0,75	1,09	0,64	963,06	3,33	5,39	3,05	vérifié
R71-Ra97	50	0,80	4,01	1276,31	1500	0,65	1,06	0,58	875,06	3,71	6,16	3,49	vérifié
R78-R79	26	1,35	0,02	142,91	315	0,12	0,67	0,24	74,42	1,28	0,15	1,92	vérifié

traçons	L(m)	I(%)	Q(m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{pro} (mm)	R _Q	R _v	R _H	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	Auto-curage
R79-R80	25	0,94	0,04	196,97	315	0,29	0,87	0,36	114,62	1,39	0,12	1,60	vérifié
R80-R81	12	1,86	0,04	187,48	315	0,25	0,84	0,34	106,65	1,89	0,18	2,25	vérifié
R81-R82	8	2,91	0,05	180,24	315	0,23	0,81	0,32	100,93	2,29	0,22	2,82	vérifié
R82-R84	20	0,65	0,06	262,05	315	0,61	1,05	0,56	176,77	1,40	0,10	1,33	vérifié
R83-R84	38	1,01	0,03	174,04	315	0,21	0,79	0,31	96,28	1,30	0,13	1,66	vérifié
R84-R87	24	1,22	0,11	282,93	315	0,75	1,09	0,65	203,70	2,00	0,14	1,83	vérifié
R85-R86	17	1,12	0,01	126,19	315	0,09	0,61	0,20	62,78	1,07	0,14	1,75	vérifié
R86-R87	34	0,80	0,04	202,71	315	0,31	0,88	0,38	119,71	1,31	0,12	1,48	vérifié
R87-R88	24	1,66	0,16	310,10	315	0,96	1,14	0,78	244,53	2,43	0,17	2,13	vérifié
R88-R89	28	1,83	0,18	318,25	400	0,54	1,03	0,52	209,24	2,69	0,33	2,62	vérifié
R89-R96	19	1,60	0,19	335,08	400	0,62	1,06	0,57	227,10	2,59	0,31	2,45	vérifié
R90-R91	15	1,86	0,01	109,44	315	0,06	0,56	0,16	51,59	1,26	0,18	2,26	vérifié
R91-R92	20	1,05	0,02	167,39	315	0,19	0,76	0,29	91,46	1,28	0,13	1,69	vérifié
R92-R93	25	0,83	0,04	214,21	315	0,36	0,91	0,41	130,30	1,37	0,12	1,50	vérifié
R93-R94	2,5	4,00	0,04	161,90	315	0,17	0,74	0,28	87,59	2,43	0,26	3,31	vérifié
R94-R95	42	0,72	0,07	270,66	315	0,67	1,07	0,59	187,04	1,50	0,11	1,40	vérifié
R95-R96	38	0,68	0,10	307,75	315	0,94	1,14	0,76	240,36	1,55	0,11	1,36	vérifié
R96-R97	29	3,64	0,31	344,50	400	0,67	1,07	0,60	238,53	3,95	0,46	3,70	vérifié
R97-Ra48	30	0,56	0,33	501,37	630	0,54	1,03	0,52	329,67	2,01	0,61	1,96	vérifié
Ra48-R100	19,8	0,80	0,35	476,27	630	0,48	0,98	0,49	305,62	2,31	0,73	2,34	vérifié

traçons	L(m)	I(%)	Q(m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{pro} (mm)	R _Q	R _V	R _H	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	Auto-curage
R98-R99	34	1,13	0,02	163,41	315	0,17	0,74	0,28	88,65	1,30	0,14	1,75	vérifié
R99-R100	36	2,16	0,05	189,64	315	0,26	0,85	0,34	108,42	2,05	0,19	2,43	vérifié
R100-Ra49	30	0,81	0,42	509,19	630	0,57	1,04	0,54	337,56	2,44	0,73	2,36	vérifié
Ra49-R101	34,8	0,45	0,44	579,75	630	0,80	1,11	0,68	427,58	1,95	0,55	1,75	vérifié
R101-R104	34,5	1,30	0,46	483,60	630	0,49	1,00	0,50	312,53	2,99	0,93	3,00	vérifié
R102-R103	28	1,08	0,02	153,27	315	0,15	0,70	0,26	81,60	1,20	0,13	1,71	vérifié
R103-R104	34	1,18	0,04	202,85	315	0,31	0,89	0,38	119,83	1,59	0,14	1,80	vérifié
R104-Ra50	30	1,48	0,53	495,74	630	0,53	1,02	0,51	324,15	3,25	1,00	3,20	vérifié
Ra50-R106	21,8	1,58	0,54	495,22	630	0,53	1,02	0,51	323,65	3,35	1,03	3,30	vérifié
R105-R106	31	1,17	0,02	156,70	315	0,16	0,71	0,27	83,97	1,28	0,14	1,79	vérifié
R106-R107	19	1,06	0,58	546,46	630	0,69	1,07	0,60	380,68	2,89	0,84	2,70	vérifié
R107-Ra51	30	1,02	0,60	557,98	630	0,72	1,08	0,63	396,26	2,87	0,82	2,65	vérifié
Ra51-R108	29,8	0,66	0,62	656,61	800	0,59	1,05	0,55	439,15	2,17	1,05	2,08	vérifié
R108-Ra52	30	1,01	0,64	613,12	800	0,49	1,00	0,49	395,95	2,57	1,30	2,58	vérifié
Ra52-R109	29,8	1,13	0,66	607,50	800	0,48	0,99	0,49	390,65	2,70	1,37	2,73	vérifié
R109-Ra53	30	0,87	0,68	645,55	800	0,57	1,04	0,53	427,58	2,48	1,20	2,40	vérifié
Ra53-R110	21,4	1,03	0,70	630,73	800	0,53	1,02	0,52	412,81	2,65	1,31	2,61	vérifié
R110-R111	24	2,62	0,71	534,27	800	0,34	0,90	0,40	321,81	3,76	2,09	4,16	vérifié
R111-R112	32	0,94	0,74	654,78	800	0,59	1,04	0,55	437,20	2,60	1,25	2,49	vérifié
R112-R113	22	2,30	0,74	553,86	800	0,38	0,92	0,43	340,17	3,60	1,96	3,89	vérifié

traçons	L(m)	I(%)	Q(m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{pro} (mm)	R _Q	R _v	R _H	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	Auto-curage
R113-R114	41	3,16	0,74	522,15	800	0,32	0,89	0,39	310,65	4,07	2,29	4,56	vérifié
R114-Ra54	50	0,39	0,74	772,04	800	0,91	1,14	0,74	595,31	1,83	0,81	1,61	vérifié
Ra54-R115	32,4	0,63	0,74	706,41	800	0,72	1,08	0,63	500,22	2,20	1,02	2,04	vérifié
R115-R116	46	0,56	0,74	722,95	800	0,76	1,10	0,65	523,67	2,10	0,96	1,91	vérifié
R116-R117	40	0,77	0,74	679,83	800	0,65	1,06	0,58	465,65	2,40	1,13	2,25	vérifié
R117-R118	30	0,41	0,74	766,75	800	0,89	1,14	0,73	587,41	1,86	0,82	1,64	vérifié
R118-R119	42	0,38	0,74	777,11	800	0,93	1,14	0,75	603,14	1,80	0,79	1,58	vérifié
R119-R120	41	0,75	0,74	683,82	800	0,66	1,07	0,59	470,54	2,36	1,12	2,22	vérifié
R120-R121	47	0,55	0,74	724,28	800	0,77	1,10	0,66	525,60	2,09	0,96	1,90	vérifié
R121-R122	32	0,74	0,74	685,77	800	0,66	1,07	0,59	472,97	2,35	1,11	2,20	vérifié
R122-R123	31	0,58	0,74	717,22	800	0,75	1,09	0,64	515,43	2,13	0,98	1,95	vérifié
R123-R124	35	0,65	0,74	702,49	800	0,71	1,08	0,62	494,85	2,23	1,04	2,07	vérifié
R124-Ra55	30	0,97	0,74	651,42	800	0,58	1,04	0,54	433,66	2,63	1,27	2,53	vérifié
Ra55-Ra56	30	0,43	0,74	757,67	800	0,87	1,13	0,72	574,19	1,91	0,85	1,69	vérifié
Ra56-R125	41,8	0,28	0,74	825,04	800	1,09	1,07	0,95	763,38	1,44	0,68	1,35	vérifié
R125-R126	42	0,61	0,74	711,24	800	0,73	1,09	0,63	506,95	2,17	1,00	2,00	vérifié
R126-Ra57	30	0,67	0,74	698,88	800	0,70	1,08	0,61	489,97	2,25	1,05	2,09	vérifié
Ra57-R133	37,4	0,50	0,74	736,87	800	0,80	1,11	0,68	543,95	2,03	0,91	1,82	vérifié
R127-R128	42	0,59	0,06	265,93	400	0,34	0,90	0,40	159,79	1,34	0,19	1,48	vérifié
R128-R129	42	0,70	0,13	333,11	400	0,62	1,05	0,56	224,86	1,71	0,20	1,63	vérifié

traçons	L(m)	I(%)	Q(m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{pro} (mm)	R _Q	R _v	R _H	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	Auto-curage
R129-R130	43	1,04	0,19	361,33	400	0,76	1,10	0,65	261,62	2,18	0,25	1,98	vérifié
R130-R131	43	0,84	0,25	419,69	500	0,63	1,06	0,57	284,85	2,18	0,41	2,06	vérifié
R131-Ra58	30	3,99	0,30	333,20	630	0,18	0,75	0,29	181,80	3,96	1,63	4,24	vérifié
Ra58-R133	20,8	4,81	0,33	333,74	630	0,18	0,76	0,29	182,19	4,35	1,79	4,76	vérifié
R132-R133	22	4,56	0,03	142,00	630	0,02	0,37	0,10	60,91	2,08	1,75	4,61	vérifié
R133-R134	30	2,81	1,10	620,45	800	0,51	1,01	0,50	402,90	4,32	2,16	4,30	vérifié
R134-R135	36	0,49	1,10	859,20	1000	0,67	1,07	0,59	593,71	2,23	1,64	2,09	vérifié
R135-R136	32	0,68	1,10	810,49	1000	0,57	1,04	0,54	538,12	2,54	1,92	2,45	vérifié
R136-R137	36	0,54	1,10	844,63	1000	0,64	1,06	0,58	575,86	2,32	1,72	2,19	vérifié
R137-R138	36	0,62	1,10	822,95	1000	0,60	1,05	0,55	551,30	2,46	1,84	2,35	vérifié
R138-R139	42	0,48	1,10	865,28	1000	0,68	1,07	0,60	601,50	2,20	1,61	2,05	vérifié
R139-DO2	41	0,60	1,10	829,22	1000	0,61	1,05	0,56	558,17	2,42	1,81	2,30	vérifié
R160-R161	42	1,05	0,01	138,05	315	0,11	0,65	0,23	71,03	1,10	0,13	1,69	vérifié
R161-R162	42	4,59	0,03	135,71	315	0,11	0,64	0,22	69,39	2,28	0,28	3,54	vérifié
R162-R163	48	2,21	0,05	184,42	315	0,24	0,83	0,33	104,20	2,03	0,19	2,46	vérifié
R163-Ra59	30	2,57	0,06	193,51	315	0,27	0,86	0,35	111,65	2,28	0,21	2,65	vérifié
Ra59-R164	25,9	1,88	0,06	215,57	315	0,36	0,92	0,42	131,58	2,08	0,18	2,27	vérifié
R164-R165	49	2,21	0,08	228,40	315	0,43	0,95	0,46	143,67	2,34	0,19	2,46	vérifié
R165-R166	44	2,21	0,10	243,66	315	0,51	1,00	0,50	158,03	2,47	0,19	2,46	vérifié
R166-R167	15	3,57	0,10	227,17	315	0,42	0,95	0,45	142,51	2,96	0,24	3,12	vérifié

traçons	L(m)	I(%)	Q(m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{pro} (mm)	R _Q	R _v	R _H	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	Auto-curage
R167-R168	17	1,21	0,11	304,47	800	0,08	0,60	0,19	148,48	1,68	1,42	2,82	vérifié
R168-R169	34	0,93	0,13	346,57	800	0,11	0,65	0,22	177,58	1,59	1,24	2,47	vérifié
R169-R173	42	0,94	0,17	374,36	800	0,13	0,68	0,25	196,91	1,69	1,25	2,49	vérifié
R170-R171	34	0,94	0,03	173,82	315	0,21	0,78	0,31	96,11	1,26	0,13	1,61	vérifié
R171-R172	27	0,74	0,05	226,27	315	0,41	0,95	0,45	141,67	1,35	0,11	1,43	vérifié
R172-R173	23	1,06	0,06	238,91	315	0,48	0,99	0,49	153,54	1,68	0,13	1,70	vérifié
R173-R177	15	1,31	0,24	404,86	800	0,16	0,73	0,27	218,05	2,13	1,47	2,93	vérifié
R174-R175	34	0,88	0,03	176,04	315	0,21	0,79	0,31	97,76	1,23	0,12	1,55	vérifié
R175-Ra60	30	0,83	0,05	225,56	315	0,41	0,94	0,45	141,00	1,43	0,12	1,51	vérifié
Ra60-R176	19,9	1,01	0,06	240,62	315	0,49	0,99	0,49	155,15	1,65	0,13	1,66	vérifié
R176-R177	29	0,57	0,08	299,71	315	0,88	1,14	0,72	228,09	1,41	0,10	1,24	vérifié
R177-R178	28	0,77	0,35	513,13	800	0,31	0,88	0,38	302,50	1,98	1,13	2,25	vérifié
R178-R179	39	0,54	0,38	564,49	800	0,40	0,93	0,44	350,19	1,77	0,95	1,89	vérifié
R179-R193	49	0,30	0,41	653,68	1000	0,32	0,89	0,39	389,22	1,46	1,28	1,63	vérifié
R180-R181	36	4,06	0,04	157,72	315	0,16	0,72	0,27	84,68	2,39	0,26	3,33	vérifié
Ra61-Ra62	30	1,67	0,03	174,03	315	0,21	0,79	0,31	96,27	1,68	0,17	2,13	vérifié
Ra62-Ra63	30	2,00	0,07	218,10	315	0,38	0,92	0,43	133,96	2,16	0,18	2,34	vérifié
Ra63-Ra64	30	1,33	0,10	273,97	315	0,69	1,07	0,61	191,32	2,05	0,15	1,91	vérifié
Ra64-R181	33,6	0,87	0,14	334,59	400	0,62	1,06	0,57	226,54	1,90	0,23	1,80	vérifié
R181-Ra65	30	0,70	0,22	409,18	500	0,59	1,04	0,55	273,19	1,96	0,37	1,88	vérifié

traçons	L(m)	I(%)	Q(m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{pro} (mm)	R _Q	R _v	R _H	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	Auto-curage
Ra65-R182	19,8	0,96	0,24	399,35	500	0,55	1,03	0,53	263,08	2,27	0,43	2,21	vérifié
Ra66-Ra67	30	1,00	0,03	191,52	315	0,27	0,85	0,35	109,98	1,41	0,13	1,65	vérifié
Ra67-Ra68	30	1,00	0,07	248,37	315	0,53	1,02	0,52	162,57	1,68	0,13	1,65	vérifié
Ra68-Ra69	30	1,00	0,10	289,16	315	0,80	1,11	0,68	212,74	1,84	0,13	1,65	vérifié
Ra69-R182	31,1	0,94	0,14	327,25	400	0,59	1,04	0,55	218,46	1,96	0,24	1,88	vérifié
R182-Ra70	30	1,36	0,41	458,94	500	0,80	1,11	0,68	337,63	2,92	0,52	2,63	vérifié
Ra70-R183	46,8	1,20	0,46	491,73	500	0,96	1,14	0,77	387,22	2,81	0,48	2,47	vérifié
ra71-ra72	30	0,83	0,03	198,18	315	0,29	0,87	0,37	115,68	1,32	0,12	1,51	vérifié
ra72-ra73	30	0,63	0,07	270,58	315	0,67	1,07	0,59	186,93	1,40	0,10	1,32	vérifié
ra73-ra74	30	0,63	0,10	315,01	400	0,53	1,02	0,52	206,06	1,57	0,19	1,54	vérifié
ra74-r183	20,7	0,64	0,13	339,52	400	0,65	1,06	0,58	232,35	1,65	0,20	1,55	vérifié
R183-R184	23	1,23	0,62	547,06	630	0,69	1,07	0,61	381,47	3,12	0,91	2,91	vérifié
R184-Ra75	30	0,68	0,66	669,84	800	0,62	1,06	0,57	453,84	2,24	1,07	2,12	vérifié
Ra75-R190	22,4	0,31	0,70	791,41	800	0,97	1,14	0,79	628,63	1,62	0,72	1,42	vérifié
R185-R186	49	1,32	0,07	236,14	315	0,46	0,98	0,48	150,94	1,86	0,15	1,90	vérifié
R186-R187	13	1,92	0,09	240,41	315	0,49	0,99	0,49	154,96	2,27	0,18	2,29	vérifié
R187-R188	36	1,66	0,14	293,35	400	0,44	0,96	0,46	185,56	2,40	0,31	2,49	vérifié
R188-R189	22	0,77	0,17	365,51	400	0,79	1,11	0,67	267,70	1,88	0,21	1,70	vérifié
R189-R190	38	2,79	0,22	318,19	500	0,30	0,88	0,37	186,82	3,30	0,74	3,76	vérifié
R190-R191	27	0,60	0,96	785,52	800	0,95	1,14	0,77	617,28	2,27	1,00	1,99	vérifié

traçons	L(m)	I(%)	Q(m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{pro} (mm)	R _Q	R _v	R _H	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	Auto-curage
R191-R192	36	0,98	1,01	731,21	800	0,79	1,11	0,67	535,67	2,81	1,28	2,54	vérifié
R192-R193	23	0,87	1,04	756,76	800	0,86	1,13	0,72	572,87	2,71	1,20	2,39	vérifié
R193-R194	25	1,46	1,47	782,30	1000	0,52	1,01	0,51	510,09	3,64	2,82	3,60	vérifié
R194-Ra76	30	2,00	1,49	741,72	1000	0,45	0,97	0,47	471,72	4,08	3,30	4,21	vérifié
Ra76-R202	31	1,35	1,52	803,30	1000	0,56	1,03	0,53	530,77	3,57	2,71	3,46	vérifié
R195-Ra77	30	1,18	0,03	185,77	400	0,13	0,68	0,24	97,47	1,42	0,26	2,10	vérifié
Ra77-R196	25,9	0,57	0,06	268,24	400	0,35	0,91	0,40	161,94	1,32	0,18	1,46	vérifié
Ra78-Ra79	30	2,00	0,03	168,18	315	0,19	0,76	0,29	92,03	1,78	0,18	2,34	vérifié
Ra79-R196	34,2	1,89	0,07	226,05	315	0,41	0,95	0,45	141,46	2,15	0,18	2,27	vérifié
R196-R197	39	0,69	0,18	383,23	500	0,49	1,00	0,49	247,49	1,86	0,37	1,87	vérifié
R197-R189	39	0,34	0,23	475,22	500	0,88	1,14	0,72	361,31	1,49	0,26	1,31	vérifié
R198-R199	39	0,40	0,28	500,91	630	0,54	1,02	0,52	329,22	1,70	0,52	1,65	vérifié
R199-R200	37	0,36	0,33	543,98	630	0,68	1,07	0,60	377,46	1,68	0,49	1,57	vérifié
R200-R201	37	0,46	0,38	547,95	630	0,69	1,07	0,61	382,64	1,92	0,56	1,78	vérifié
R201-R202	36	1,14	0,43	484,84	630	0,50	1,00	0,50	313,71	2,80	0,87	2,80	vérifié
R202-Ra80	50	0,76	2,04	999,36	1000	1,00	1,14	0,81	809,27	2,97	2,04	2,60	vérifié
Ra80-R203	30	1,67	2,10	872,03	1000	0,70	1,07	0,61	610,37	4,13	3,02	3,84	vérifié
R203-Ra81	8	1,88	2,10	852,98	1000	0,66	1,06	0,59	585,96	4,34	3,20	4,08	vérifié
Ra81-Ra82	34	0,79	2,10	1002,07	1200	0,62	1,05	0,56	677,69	3,16	3,39	3,00	vérifié
Ra82-Ra83	34	0,44	2,10	1118,83	1200	0,83	1,12	0,70	835,65	2,51	2,52	2,23	vérifié

traçons	L(m)	I(%)	Q(m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{pro} (mm)	R _O	R _v	R _H	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	Auto-curage
Ra83-Ra84	25	0,40	2,10	1139,57	1200	0,87	1,14	0,72	865,73	2,41	2,40	2,13	vérifié
Ra84-Ra85	27,5	0,44	2,10	1121,13	1200	0,84	1,13	0,70	839,00	2,50	2,51	2,22	vérifié
Ra85-DO1	15,3	0,72	2,10	1020,93	1200	0,65	1,06	0,58	699,90	3,03	3,22	2,85	vérifié
DO1-R-EU	7	2,43	0,01	113,88	315	0,07	0,58	0,17	54,46	1,48	0,20	2,58	vérifié
DO1-Ra86	5	1,60	2,08	876,63	1000	0,71	1,08	0,62	616,55	4,06	2,96	3,76	vérifié
Ra86-R-EP	8,25	1,45	2,08	892,44	1000	0,74	1,09	0,64	638,47	3,91	2,82	3,59	vérifié
Ra87-Ra88	30	1,50	0,06	212,72	315	0,35	0,91	0,41	128,90	1,84	0,16	2,03	vérifié
Ra88-Ra89	30	0,83	0,11	308,00	315	0,94	1,14	0,76	240,78	1,72	0,12	1,51	vérifié
Ra89-Ra90	43,7	1,14	0,19	356,33	400	0,74	1,09	0,64	254,47	2,26	0,26	2,07	vérifié
Ra90-R217	49,2	0,32	0,28	523,67	630	0,61	1,05	0,56	353,06	1,56	0,46	1,48	vérifié
R217-R218	19	0,62	0,32	482,96	630	0,49	1,00	0,50	311,93	2,06	0,64	2,07	vérifié
R218-R219	23	0,34	0,36	565,71	630	0,75	1,09	0,65	407,19	1,68	0,48	1,54	vérifié
R219-R220	11	0,99	0,38	473,44	630	0,47	0,98	0,48	302,96	2,56	0,81	2,61	vérifié
R220-R221	10	0,34	0,40	588,96	630	0,84	1,13	0,70	441,01	1,72	0,48	1,53	vérifié
R221-R222	12	0,36	0,42	595,14	630	0,86	1,13	0,71	449,97	1,78	0,49	1,57	vérifié
R222-R223	12	0,83	0,44	517,91	630	0,59	1,05	0,55	346,73	2,51	0,75	2,40	vérifié
R223-R224	26	0,29	0,49	703,22	800	0,71	1,08	0,62	495,84	1,49	0,69	1,38	vérifié
R224-R225	36	0,29	0,55	729,03	800	0,78	1,11	0,67	532,50	1,54	0,70	1,39	vérifié
R225-Ra91	30	1,26	0,59	571,87	800	0,41	0,94	0,45	357,15	2,72	1,45	2,88	vérifié
Ra91-R226	49,4	0,54	0,67	702,02	800	0,71	1,08	0,62	494,21	2,03	0,95	1,88	vérifié

traçons	L(m)	I(%)	Q(m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{pro} (mm)	R _Q	R _v	R _H	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	Auto-curage
R226-R227	43	1,03	0,73	644,19	800	0,56	1,03	0,53	426,19	2,69	1,31	2,60	vérifié
R227-R228	37	1,56	0,79	612,80	800	0,49	1,00	0,49	395,65	3,19	1,61	3,20	vérifié
R228-Ra92	30	1,05	0,85	677,40	800	0,64	1,06	0,58	462,71	2,79	1,32	2,63	vérifié
Ra92-R229	47,4	0,78	0,91	735,46	800	0,80	1,11	0,68	541,89	2,52	1,14	2,26	vérifié
R229-Ra93	50	0,26	0,91	900,32	1000	0,76	1,10	0,65	649,73	1,68	1,20	1,53	vérifié
Ra93-Ra94	50	2,20	0,91	604,98	1000	0,26	0,85	0,35	346,62	3,75	3,47	4,41	vérifié
Ra94-Ra95	50	0,80	0,91	731,34	800	0,79	1,11	0,67	535,87	2,54	1,15	2,29	vérifié
Ra95-Ra96	50	0,80	0,91	731,34	800	0,79	1,11	0,67	535,87	2,54	1,15	2,29	vérifié
Ra96-Ra97	32,7	1,22	0,91	675,37	800	0,64	1,06	0,58	460,29	3,01	1,43	2,84	vérifié
Ra97-Ra98	50	0,80	4,92	1377,87	1500	0,80	1,11	0,68	1014,42	3,88	6,16	3,49	vérifié
Ra98-Ra99	50	0,80	4,92	1377,87	1500	0,80	1,11	0,68	1014,42	3,88	6,16	3,49	vérifié
Ra99-Ra100	50	0,80	4,92	1377,87	1500	0,80	1,11	0,68	1014,42	3,88	6,16	3,49	vérifié
Ra100-Ra101	50	0,80	4,92	1377,87	1500	0,80	1,11	0,68	1014,42	3,88	6,16	3,49	vérifié
Ra101-Ra102	50	0,80	4,92	1377,87	1500	0,80	1,11	0,68	1014,42	3,88	6,16	3,49	vérifié
Ra102-DO2	50	0,40	4,92	1569,11	1800	0,69	1,07	0,61	1273,76	2,99	7,08	2,79	vérifié
DO2-R-EP	6,4	0,78	5,98	1488,83	1500	0,98	1,14	0,79	1189,24	3,93	6,09	3,45	vérifié
DO2-Ra103	34,5	0,58	0,04	225,76	315	0,41	0,94	0,45	141,18	1,19	0,10	1,26	vérifié
Ra103-Ra104	34	0,88	0,04	208,66	315	0,33	0,90	0,40	125,13	1,40	0,12	1,55	vérifié
Ra104-Ra105	34	0,88	0,04	208,66	315	0,33	0,90	0,40	125,13	1,40	0,12	1,55	vérifié
Ra105-Ra106	29	1,03	0,04	202,53	315	0,31	0,88	0,38	119,54	1,49	0,13	1,68	vérifié

traçons	L(m)	I(%)	Q(m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{pro} (mm)	R _Q	R _v	R _H	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	Auto-curage
Ra106-R-EU	6	3,33	0,04	162,63	315	0,17	0,74	0,28	88,11	2,23	0,24	3,02	vérifié

Le tableau suivant résume toutes les modifications apportées au réseau.

Tableau V-5 : les modifications apportées au réseau.

Ragard	Type	Nombre
	À réaliser	106
	À changer	34
Conduite (à réaliser et à changer)	Diamètre(mm)	Linéaire (m)
	315	1003,3
	400	509,5
	500	347,1
	630	671,9
	800	1497,5
	1000	682,05
	1200	289,8
	1500	966,7
	1800	50,0
DO	Type	Nombre
	frontal	2

Conclusion:

Dans ce chapitre, nous avons identifié toutes les anomalies détectées dans le réseau d'assainissement de la ville d'Amroussa. Pour résoudre ces problèmes de manière économiques et techniquement viables, nous avons employé diverses méthodes et normes. En résumé, pour améliorer notre réseau nous prévoyons de mettre en œuvre les actions suivantes :

- ◆ La réalisation de 106 nouveaux regards.
- ◆ Le remplacement de 34 regards existants.
- ◆ La construction de 2 déversoirs d'orage (DO).
- ◆ La pose des conduites totalisant une longueur de 6017,85 mètres, avec des diamètres variant entre 315 mm et 1800 mm. Il convient de noter que ces conduites sont réparties entre celles qui doivent être ajoutées pour l'extension du réseau et celles qui nécessitent un remplacement.

Chapitre VI :
Les éléments constitutifs du
réseau

Chapitre VI. Les éléments constitutifs du réseau.

Introduction :

Un réseau d'assainissement se compose d'un ensemble d'éléments, chacun ayant un rôle complémentaire en fonction de sa fonction. En ce qui concerne l'assainissement, les composants d'un réseau d'égouts doivent remplir les fonctions suivantes :

- ◆ Assurer une évacuation efficace et rapide des eaux de pluie, évitant ainsi toute stagnation.
- ◆ Acheminer les eaux usées de manière à prévenir la formation de conditions propices à la putréfaction et aux odeurs, tout en maintenant des normes d'hygiène appropriées.

VI.1. Les ouvrages principaux:

Les composants essentiels de notre système englobent tous les éléments requis pour acheminer les effluents vers le point de rejet ou la station d'épuration. Ils comprennent les conduites leurs éléments de jonction.

VI.1.1. Les canalisations :

Les conduites constituent l'élément central du système d'évacuation et se présentent sous diverses formes cylindriques préfabriquées en usine, comme décrit ci-dessous :

a) Conduite circulaire:

Ces canalisations sont identifiées par leur diamètre nominal en millimètres et sont généralement utilisées pour les sections de petite taille. Comparativement aux autres configurations de conduites, la forme circulaire se distingue par sa simplicité de fabrication.

b) Conduite ovoïde:

Ces canalisations sont caractérisées par leur hauteur minimale en centimètres, et elles sont préférées lorsqu'il s'agit de sections de diamètre supérieur à 800 mm, afin de garantir un auto-curage efficace et éviter les problèmes potentiels.

c) Conduite cadre:

Identifiées en fonction de leurs dimensions en largeur et en hauteur exprimées en centimètres .

Dans le cadre de notre étude nous avons opté pour des conduites de forme circulaire.

VI.1.1.1. Les types de canalisations :

Dans le domaine d'assainissement diverses variétés de conduites sont disponibles, chacune se distinguant par ses matériaux de fabrication et son utilisation spécifique.

a) Conduite en béton non armé:

Les canalisations en béton non armé sont produites de manière mécanisée en utilisant un procédé qui garantit une densité élevée du béton, grâce à des méthodes telles que la compression radiale, la vibration ou la centrifugation. La longueur effective de ces conduites ne doit pas excéder 2,5 mètres et pour vérifier leur étanchéité un essai est effectué sous une pression de 1 bar pendant une durée de 30 minutes .

b) Conduite en béton armé:

Le processus de fabrication de ces conduites est similaire à celui des tuyaux en béton non armé, à une différence près : ces derniers nécessitent l'incorporation de deux types d'armatures distincts :

- ◆ Des barres droites, communément appelées "génératrices".
- ◆ Des spires en hélice continues, avec un espacement maximal régulier de 15 cm entre elles .

Ces conduites doivent répondre favorablement aux tests de résistance à la rupture, ainsi qu'aux essais d'étanchéité, réalisés sous une pression de 1 bar pendant une durée de 30 minutes.

c) Conduite en PVC (Polychlorure de Vinyle) :

Ces conduites sont généralement opaques avec une couleur standardisée en gris clair. Il est important de noter que ces tuyaux ne doivent pas être utilisés lorsque la température de l'effluent excède 35°C avec des diamètres allant de 315 à 630 mm présente un ensemble de caractéristiques exceptionnelles parmi lesquelles nous pouvons identifier les suivantes:

En ce qui concerne les caractéristiques chimiques :

- ◆ Ce matériau se caractérise par sa résistance exceptionnelle à la corrosion et aux divers éléments atmosphériques.
- ◆ Il démontre une stabilité chimique face au liquide qu'il transporte.
- ◆ Il démontre une excellente résistance à l'hydrogène sulfuré (H₂S) ainsi qu'aux traitements chlorés.

En ce qui concerne les propriétés mécaniques et physiques :

- ◆ Il résiste efficacement à l'abrasion.
- ◆ Il supporte les charges extérieures.
- ◆ Il présente une bonne résistance au feu.
- ◆ Il maintient son intégrité sous pression.
- ◆ Il assure une étanchéité fiable.

En ce qui concerne les avantages économiques :

- ◆ Il garantit une durabilité exceptionnelle avec une durée de vie dépassant les 50 ans.
- ◆ Il se distingue par sa compétitivité grâce à sa facilité de mise en œuvre et sa simplicité d'entretien.

VI.1.1.2. Le choix du type de canalisation :

Lors de la sélection des divers types de canalisations, il est essentiel de prendre en considération les éléments suivants :

- ◆ L'inclinaison du terrain.
- ◆ Les dimensions des conduites requises.
- ◆ La composition du sol traversé, incluant sa stabilité et sa résistance à l'agressivité.
- ◆ Les caractéristiques chimiques des eaux usées transportées.
- ◆ Les influences externes potentielles liées au remblai .

Dans notre étude, toutes les eaux rejetées seront transportées à travers des conduites en PVC de forme circulaire et des conduites en CAO. Ces deux types de conduites se caractérisent par leurs excellentes propriétés de résistance chimiques et mécaniques, en plus de leur coût relativement bas. De plus, ils sont disponibles en diamètres considérables, allant jusqu'à 1800 mm.

VI.1.1.3. Différentes actions supportées par la conduite:

Les conduites sont soumises à diverses influences, tant internes qu'externes. Par conséquent, il est impératif de choisir des conduites capables de résister à ces diverses contraintes, notamment les forces mécaniques, les forces statiques, ainsi que les influences chimiques.

a) Action mécanique :

Cet effet découle de la nature abrasive des particules de sable et de gravier qui composent le matériau de remplissage et le fond des canalisations. Cette abrasion occasionne des dommages aux parois internes des conduites en provoquant un

phénomène d'érosion, en grande partie induit par les vitesses élevées imposées, souvent imputables à la topographie environnante.

b) Les actions chimiques :

Ces bactéries acidophiles se trouvent habituellement à l'intérieur des conduites. Une diminution du pH crée un environnement propice à la prolifération de ces bactéries, qui à leur tour peuvent contribuer à la production d'acide sulfurique (H₂S). Cet acide est corrosif et peut causer des dommages aux conduites .

VI.1.1.4. Protection des conduites :

Pour prévenir les effets néfastes sur les canalisations causés par les facteurs mentionnés, plusieurs mesures de précaution sont à prendre en compte :

- ◆ Réduire au maximum les temps de séjour des eaux usées dans les canalisations.
- ◆ Effectuer régulièrement l'élimination des dépôts, car ces accumulations favorisent la croissance des bactéries anaérobies, à l'origine de la production d'hydrogène sulfuré (H₂S) qui constitue le principal agent de corrosion de la partie sèche de la canalisation.
- ◆ Assurer une bonne aération pour prévenir la condensation d'humidité sur les parois et réduire ainsi la concentration en H₂S.
- ◆ Appliquer un revêtement intérieur aux conduites, utilisant du ciment léger ou du ciment sulfaté avec une quantité adéquate de béton (entre 300 et 350 kg/m³ de béton).
- ◆ Empêcher l'entrée de sable en installant des grilles ou des bouches d'égout appropriées.
- ◆ Effectuer un rinçage périodique des conduites pour maintenir leur propreté et prévenir l'accumulation de résidus potentiellement corrosifs .

VI.1.1.5. Les essais des conduites préfabriquées :

Avant de procéder à l'installation des conduites et de garantir leur bon fonctionnement, il est impératif de réaliser plusieurs tests, notamment :

- ◆ Un test d'étanchéité.
- ◆ Un test de résistance à l'écrasement.
- ◆ Un test de résistance à la corrosion.

VI.1.1.5.1. Essai à l'étanchéité :

Cet essai a pour but de contrôler la capacité d'une canalisation à maintenir son étanchéité. Son objectif principal est de s'assurer que la totalité des eaux usées et/ou

pluviales sont acheminées vers son point de déversement prévu, tout en empêchant l'infiltration d'eaux indésirables.

L'examen de l'étanchéité est une étape obligatoire, qu'elle soit effectuée en usine ou sur le chantier de construction.

- a) **En usine** : La canalisation est positionnée verticalement et remplie d'eau, et la baisse du niveau d'eau ne doit pas excéder 2 centimètres sur une période de 24 heures.
- b) **Sur le chantier** : Il existe trois options pour l'essai d'étanchéité :
- ◆ Essai à l'eau : Cette épreuve dure 30 minutes pour les conduites de petit diamètre et pour les joints. La pression est progressivement augmentée jusqu'à atteindre 3 bars.
 - ◆ Essai à la fumée : Cet essai est réalisé uniquement en l'absence de vent et si la conduite n'est pas humide.
 - ◆ Essai à l'air : Il consiste à maintenir une pression de 1 bar pendant 30 minutes, suivi d'une pression de 0,5 bar pendant 3 minutes pour les conduites de forme circulaire.

Les conséquences d'un réseau non étanche sont multiples et engendrent divers risques, notamment :

- ◆ La contamination du sol environnant par des fuites d'eau, ce qui peut entraîner des problèmes de pollution.
- ◆ La possibilité d'intrusion des racines végétales dans les conduites, ce qui peut endommager le réseau.
- ◆ L'affaissement du sol à cause du lessivage de la zone d'enrobage de la canalisation, ce qui peut conduire à une détérioration prématurée de la structure.
- ◆ L'introduction d'eaux parasites dans le réseau, perturbant ainsi le bon fonctionnement du système d'assainissement et de la station d'épuration associée .

VI.1.1.5.2.Essai à l'écrasement :

Les conduites doivent être capables de supporter à la fois les charges permanentes provenant des remblais et les surcharges présentes dans les zones où des véhicules routiers circulent. Par conséquent, il est essentiel de procéder à un essai d'écrasement pour garantir leur résistance à ces contraintes.

L'essai de résistance à l'écrasement est réalisé à l'aide d'une presse automatique qui enregistre les forces appliquées. Ces forces sont réparties de manière uniforme sur la partie supérieure de la conduite. La presse est actionnée jusqu'à ce que la conduite se rompe sous l'effet de l'écrasement, cette évaluation permet de définir la charge maximale qu'une conduite peut supporter avant de céder.

VI.1.1.5.3. Essai à la corrosion :

Les eaux domestiques et industrielles transportées à travers les conduites en béton contiennent de l'acide carbonique dissous, de l'hydrogène sulfuré (H₂S) produit par des processus anaérobies, ainsi que divers composés acides provenant des eaux industrielles. Ses agents peuvent provoquer la corrosion et la détérioration du béton au fil du temps.

L'essai de corrosion consiste à introduire des produits chimiques corrosifs dans les conduites, suivis d'un rinçage à l'eau douce. Après séchage dans une étuve, l'échantillon est pesé pour évaluer toute altération de la paroi interne. Les surfaces internes ne doivent pas montrer de signes de détérioration pour que le matériau soit considéré comme résistant à la corrosion .

VI.1.1.6. Pose de canalisation:

Lors de l'installation des canalisations, il est essentiel de respecter certaines conditions clés, notamment :

- ◆ Assurer que les canalisations soient enterrées à une profondeur minimale de 80 cm dès le départ.
- ◆ Lorsque les canalisations d'eau usée et pluviale sont installées dans la même tranchée, elles doivent être décalées d'environ 30 à 40 cm l'une de l'autre.
- ◆ Éviter de positionner les tuyaux sur des supports tels que des tasseaux, car cela pourrait concentrer les contraintes de compression et les soumettre à des contraintes de flexion longitudinale.
- ◆ Créer un fond de fouille parfaitement rectiligne pour que les tuyaux reposent de manière uniforme sur toute leur longueur.
- ◆ Veiller à ce que les fouilles soient toujours maintenues au sec, pour éviter toute infiltration d'eau.
- ◆ Éliminer tout point dur du fond des fouilles, notamment de grosses pierres, des saillies rocheuses, des maçonneries anciennes, etc., car ces

éléments pourraient agir comme des supports naturels indésirables pour les tuyaux .

VI.1.1.5.1.Les modes de pose :

Les manières de pose des canalisations sont variées en fonction des caractéristiques du terrain:

a) Terrain standard :

Dans ce type de terrain, la canalisation doit être placée sur un lit de sable d'une épaisseur de 10 ou 20 centimètres.

b) Sol de faible stabilité :

Lorsque le sol est peu stable, la canalisation doit reposer sur deux briques au fond de la tranchée, et l'espace entre ces briques doit être comblé de sable.

c) Sol extrêmement instable :

Dans ce type de sol, il est recommandé d'installer une dalle en béton préfabriqué au fond de la tranchée

VI.1.2.Assemblage:

VI.1.2.1.Assemblage à joint:

Voici les étapes pour assembler les composants de manière précise :

- ◆ Il est essentiel de procéder à un nettoyage minutieux de l'intérieur de la tête d'accouplement, du joint et de l'extrémité mâle à insérer.
- ◆ Introduire le joint dans son logement.
- ◆ Tracer un repère sur le bout mâle coupé d'équerre et chanfreiné.
- ◆ Appliquez un lubrifiant sur l'extrémité mâle et la bague déjà en place dans sa rainure, en utilisant de la vaseline ou de l'eau savonneuse.
- ◆ Insérez délicatement l'extrémité mâle dans l'emboîture, en prenant soin d'éviter toute contamination.
- ◆ Après avoir aligné les tubes sur les plans horizontal et vertical, procédez à l'enfoncement de l'extrémité mâle dans l'emboîture jusqu'à ce qu'il atteigne la marque précédemment effectuée sur l'extrémité mâle.

VI.1.2.2.Joints des conduites en CAO :

- ◆ **joint à collet :** Le remplissage est effectué avec du mortier de ciment et ne s'applique qu'aux sols de qualité, principalement dans les zones à faible inclinaison.
- ◆ **joint demi-boitement :** L'utilisation d'un cordon de bourrage en mortier de ciment est réservée aux sols stables. Toutefois, il peut y avoir des fuites si

la pression est excessive, et il est déconseillé sur des terrains fortement inclinés.

VI.2. Les ouvrages annexes :

Les ouvrages annexes jouent un rôle de grande importance dans la gestion efficace des systèmes d'assainissement. Elles englobent une variété de fonctions, chacune ayant sa propre hiérarchie et pertinence :

- ◆ Fonction de collecte des effluents : Elles servent de points de collecte et de transfert des effluents vers le réseau principal.
- ◆ Fonction d'accès et d'entretien : Ces structures agissent comme des points d'accès au réseau, facilitant ainsi les opérations d'entretien et de maintenance.
- ◆ Fonction économique : Elles contribuent à la rationalisation du dimensionnement du réseau, permettant ainsi d'optimiser les coûts globaux de gestion du système d'assainissement.

Les ouvrages annexes sont considérés selon deux groupes :

- ◆ Les ouvrages normaux.
- ◆ Les ouvrages spéciaux.

VI.2.1. Les ouvrages normaux :

Les ouvrages normaux sont les composants classiques qui jouent un rôle essentiel dans les parties amont ou le long des réseaux. Leur principale fonction est généralement de collecter les déchets ou de permettre l'accès au système.

VI.2.1.1. Les branchements :

Ils sont chargés de rassembler les eaux usées et les eaux pluviales provenant d'immeubles. Un raccordement se compose de trois éléments fondamentaux qui sont :

- ◆ Un regard de façade doit être positionné le long de la voie publique, à proximité immédiate de la façade de la propriété raccordée. Cela permet d'assurer un accès aisé aux personnes chargées de l'exploitation et de la vérification du bon état de fonctionnement.
- ◆ Les canalisations de raccordement devraient idéalement être connectées selon une inclinaison oblique de 45° ou 60° par rapport à l'axe global du réseau public.
- ◆ Les dispositifs utilisés pour raccorder la canalisation de branchement dépendent de la nature et des dimensions du réseau public.

VI.2.1.2. Ouvrages des surfaces:

Ce type d'infrastructure est conçu pour la collecte des eaux pluviales, et on peut les diviser en deux catégories distinctes :

- ◆ Les ouvrages de collecte et de transport.
- ◆ Les ouvrages de collecte proprement dite situés en amont et le long du réseau principal.

a) Les fossés:

Les fossés sont conçus pour la collecte des eaux issues des chaussées et nécessitent un entretien régulier.

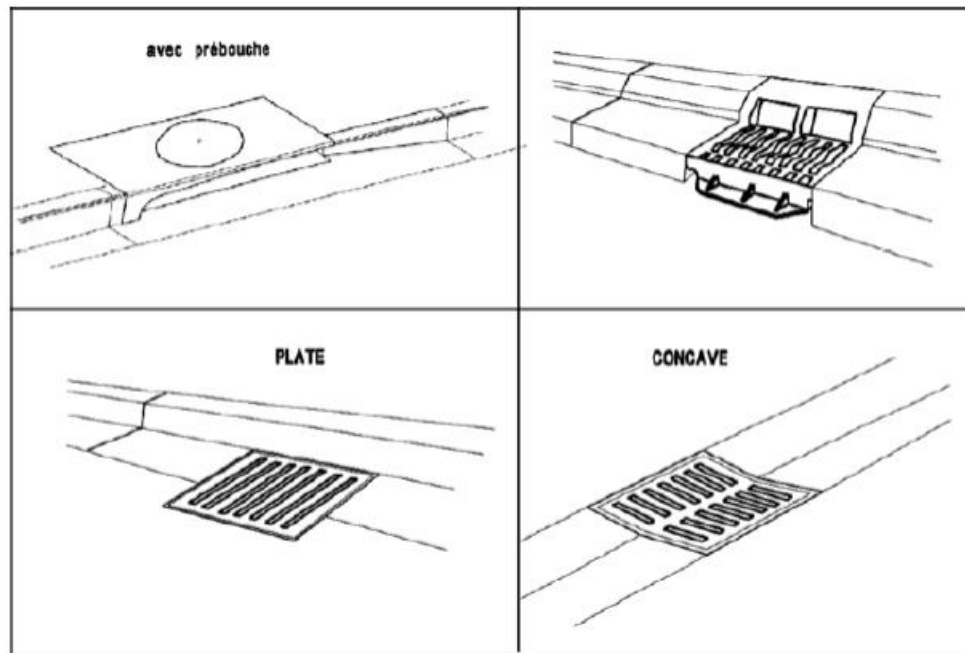
b) Les caniveaux:

Les caniveaux ont pour objectif de collecter les eaux pluviales qui s'écoulent depuis le profil transversal de la chaussée et des trottoirs, puis de les transporter jusqu'aux regards d'égout.

c) Les bouches d'égout :

Les bouches d'égout sont conçus pour rassembler les eaux en surface, qu'elles proviennent des précipitations ou du nettoyage des chaussées. Ils sont généralement situés au point le plus bas des caniveaux, souvent sur le trottoir. La distance moyenne entre deux regards d'égout est d'environ 50 mètres, et la taille de l'ouverture d'entrée dépend de l'espace entre les deux regards, permettant d'absorber le débit d'orage provenant de l'amont.

Elles peuvent être classées selon deux critères : la manière de recueillir des eaux et la manière dont les déchets sont retenus.



La source : L.Seddiki ,2019

Figure VI.1 : les bouches d'égout.

d) Ouvrages d'accès au réseau (les regards) :

Les regards servent en réalité de points d'accès par lesquels le personnel d'entretien peut entrer pour effectuer le service et surveiller le réseau. Le type de regard utilisé dépend de la densité et de l'inclinaison du terrain, ainsi que du système d'évacuation en place.

Dans le système d'assainissement, le regard a quatre rôles majeurs, à savoir :

- ◆ La création des coudes de 90 degrés (au niveau de la canalisation).
- ◆ La possibilité d'introduire des équipements de nettoyage à n'importe quel moment.
- ◆ L'inspection complète de toutes les composantes du dispositif d'assainissement.
- ◆ La supervision et la maintenance globale du système d'assainissement

Il est nécessaire de mettre en place un regard :

- ◆ À tous les points de jonction.
- ◆ Au changement de direction.
- ◆ Au changement de pente de canaux.
- ◆ Aux points de chute.

Les divers modèles de regards sont choisis en fonction de la densité, de la topographie du terrain, ainsi que du système d'évacuation en place, donc on distingue :

- ◆ **Regard de visite** : Ces regards sont disposés à des intervalles de 30 à 50 mètres le long du collecteur [8]. Leurs dimensions sont adaptées en fonction du diamètre requis. Ils sont conçus pour permettre l'accès à l'intérieur du collecteur en cas de besoin d'entretien ou de réparation.
- ◆ **Regard de ventilation** : La présence d'air dans les égouts constitue la meilleure protection contre la fermentation et la formation de sulfure d'hydrogène.
- ◆ **Regards simples de jonction** : Ils sont utilisés pour raccorder deux collecteurs de sections similaires ou différentes. Leur conception est axée sur plusieurs aspects, notamment :
 - Assurer une bonne ventilation des collecteurs à la jonction (au niveau du regard).
 - Maintenir des différences de hauteur entre les radiers des collecteurs.
 - Empêcher tout reflux d'eau par temps sec.
 - Veiller à ce que les niveaux d'eau dans les conduites soient alignés à la même hauteur.
- ◆ **Regard de chute** : Ces regards sont essentiels dans les zones à forte pente son très utiles pour la gestion de réseau.
- ◆ **Les regards doubles** : sont utilisés dans le cas d'un système séparatif, recevant la conduite d'eau pluviale et la conduite d'eau usées.

Dans notre projet, on va baser sur:

- ◆ les regards de chute : en cas de forte pente.
- ◆ Les regards de jonction et de visite et pour leur dimensionnement nous avons basé sur le tableau suivant :

Tableau VI.1: Dimensionnement des regards.

Diamètres des conduites [mm]	Dimensions des regards [m]
315	1.1x1.1
400	1.1x1.1
500	1.2x1.2
630	1.2x1.2
800	1.6x1.6

Diamètres des conduites [mm]	Dimensions des regards [m]
1000	2.0x2.0
1200	2.2x2.2
1500	2.5x2.5
1800	3.0x3.0

La source :S.BOULAME ,2014

VI.2.2.Les ouvrages spéciaux :

VI.2.2.1.Déversoirs d'orage :

Un déversoir d'orage peut être comparé à un dispositif hydraulique de protection ou à une soupape de sécurité dans le contexte des réseaux d'assainissement le terme "déversoir" fait référence à des structures de dérivation conçues pour gérer et réduire le débit dirigé vers l'aval du réseau pendant les périodes de pluie. Sa fonction peut être détaillée sous plusieurs aspects, notamment :

- ◆ Dans un réseau unitaire, le terme "déversoir d'orage" englobe l'ensemble des composants dont la mission consiste à évacuer vers le milieu naturel les pics de ruissellement afin de soulager le réseau en aval.
- ◆ Une autre fonction essentielle du déversoir est de répartir les charges polluantes entre le milieu naturel et le collecteur en aval.
- ◆ Un déversoir d'orage est une structure conçue pour décharger une partie des effluents directement dans l'environnement naturel lors que le débit en amont atteint un niveau critique prédéfini.
- ◆ Les déversoirs d'orage sont couramment installés sur les réseaux unitaires dans le but de réduire les apports au réseau en aval, notamment dans les stations d'épuration, lors de précipitations.

VI.2.2.1.1. Emplacement des déversoirs d'orage:

Ils sont positionnés de deux manières principales :

- ◆ En amont de la station d'épuration afin de gérer la régulation du débit
- ◆ Au cœur du réseau pour diminuer les dimensions des conduits ou pour décharger un collecteur spécifique.

La décision concernant le type de déversoir d'orage à utiliser est le résultat d'un équilibre atteint lors de la conception initiale ou de la modernisation du réseau unitaire, en prenant en considération quatre catégories de contraintes différentes.

a) Physiques (géométrie et hydraulique):

La décision concernant le type de déversoir d'orage à utiliser est le résultat d'un équilibre atteint lors de la conception initiale ou de la modernisation du réseau unitaire, en prenant en considération quatre catégories de contraintes différentes.

La sélection du déversoir d'orage est également conditionnée par la proximité d'autres infrastructures hydrauliques, telles que des bassins de rétention ou des stations de pompage, qui peuvent avoir un impact sur son efficacité et sa fonctionnalité.

b) Environnementales:

Le choix du déversoir d'orage repose sur plusieurs préoccupations fondamentales. Tout d'abord, il vise à préserver l'intégrité du milieu naturel en limitant les risques de pollution et en évitant de nuire à l'environnement. Parallèlement, il a pour objectif de protéger les habitants locaux contre diverses formes de pollution, en garantissant leur bien-être en matière de santé, tout en minimisant les désagréments tels que les odeurs et le bruit. De plus, il prend en compte la gestion adéquate des variations du niveau d'eau dans le milieu naturel, afin d'éviter tout débordement nuisible aux résidents et aux écosystèmes environnants.

c) Economiques:

Lorsque nous prenons en considération le choix du déversoir d'orage, il est primordial d'évaluer le coût des conduits par rapport au coût global du déversoir et de ses installations connexes.

d) Gestion:

Le choix du mode de gestion, qu'il soit statique ou dynamique avec l'utilisation d'ouvrages mobiles, doit tenir compte des aspects pratiques de l'exploitation, notamment l'accessibilité, la facilité de nettoyage et d'entretien.

VI.2.2.1.2. Type des déversoirs d'orage:

Il existe diverses catégories de déversoirs, chacune étant déterminée par des facteurs tels que la topographie, le régime d'écoulement, ainsi que la position relative du bassin de décantation ou du milieu naturel.

a) Déversoir à seuil frontal:

Le seuil de déversement est généralement positionné en face de l'entrée de l'émissaire qui peut être soit rectiligne soit situé dans un coude en cas de changement de direction. Ces structures sont généralement de tailles petites.

b) Déversoir à seuil latéral :

Le déversoir classique, qu'il soit à seuil élevé ou bas, peut être subdivisé et équipé de dispositifs de régulation par vannes. L'avantage principal de cette configuration est qu'elle permet de concevoir un seuil étendu tout en minimisant l'empreinte spatiale requise.

VI.2.2.1.3. Dimensionnement des déversoirs d'orage :

La principale fonction du déversoir d'orage dans notre projet consiste à établir une liaison entre notre réseau et le réseau de la nouvelle ville.

- ◆ Déterminer le débit total « Q_t » :

$$Q_t = Q_{\text{dom}} + Q_{\text{pl}} + Q_{\text{éq}} \quad (\text{VI.1})$$

- ◆ Déterminer le débit critique « Q_{cr} » :

a) détermination de Temps de concentration :

La durée de concentration est une propriété du bassin, définie comme la période nécessaire, en termes de temps d'écoulement, pour que les précipitations qui tombent au point le plus éloigné atteignent l'entrée du collecteur chargé de drainer les eaux de surface provenant de cette zone particulière.

Le temps de concentration **tc** se compose de :

- t_1 (min) : durée nécessaire à l'eau pour circuler à travers les conduites.

$$t_1 = \frac{L}{60 \cdot v} \quad (\text{VI.2})$$

Avec :

L : distance totale des conduites (en mètres).

v : vitesse d'écoulement (m/s).

Note : La conversion de secondes (s) en minutes (min) s'effectue en divisant par 60 (1/60).

- t_2 : Le temps nécessaire à l'eau pour parvenir au premier ouvrage d'engouffrement peut généralement varier de 2 à 20 minutes.
- t_3 (min) : Le temps requis pour que l'eau s'écoule en surface dans un bassin sans la présence de canalisations :

$$t_3 = \frac{L_s}{11 \cdot \sqrt{i}} \quad (\text{VI.3})$$

Avec :

L_s : parcours superficiel de l'eau dans le bassin (km).

I : pente moyenne du parcours (%).

Donc, trois (03) cas peuvent être envisagés :

- ◆ Le bassin ne possède aucune infrastructure de canalisations: $t_c = t_3$.
- ◆ Le bassin présente un cheminement en surface suivi d'une canalisation: $t_c = t_1 + t_3$.
- ◆ Le bassin est urbanisé et est équipé d'un réseau de canalisations: $t_c = t_1 + t_2$.

Dans le cas général, pour les zones peu allongées, le temps de concentration t_c (en minutes) est déterminé par la relation suivante :

$$t_c = 3.98 * \left(\frac{L}{\sqrt{I}}\right)^{0.77} \quad (\text{VI.4})$$

Avec :

L : cheminement hydraulique le plus long (km).

I : pente moyenne du chemin parcouru (%).

b) coefficient de retardement:

$$Z = 1 - \frac{t_c}{100} \quad (\text{VI.5})$$

c) débit critique:

$$Q_{cr} = Q_t * Z \quad (\text{VI.6})$$

Pour notre cas le débit critique se constitue de deux éléments distincts :

- ◆ Le débit déversé pluviale, noté $Q_{dev p}$.
- ◆ Le débit usées , identifié comme Q_{us} .

Tq: $Q_{cr} = Q_{dev} + Q_{us} \quad (\text{VI.7})$

d) Déterminer de hauteur de la lame déversée :

Pour calculer la hauteur de la lame d'eau déversée que ce soit pour les eaux pluviales ou usées il est nécessaire de suivre la méthode suivante:

Tout d'abord, il convient de calculer le rapport de débit pour chaque catégorie ce rapport étant égal à :

$$Rq = \frac{Q_{dev}}{Q_{ps}} \quad (\text{VI.8})$$

Avec :

Q_{dev} : le débit déversé soit pluvial ou usée.

Q_{ps} : débit de pleine section .

Ensuite, à l'aide de l'abaque de Bazin, il est possible de déterminer la valeur du rapport de hauteur correspondante R_h . Une fois ce rapport obtenu, on peut calculer la hauteur de la lame d'eau en utilisant la formule suivante:

$$H_{dev} = \text{Diamètre} * R_H \quad (\text{VI.9})$$

e) **La longueur du seuil déversant (L) :**

La hauteur de la lame d'eau est déterminée en utilisant la formule de Bazin, qui varie en fonction du type de déversoir d'orage :

$$L = \frac{Q_{dev}}{m\sqrt{2gH_{dev}}^{2/3}} \quad (VI.10)$$

Avec :

m : coefficient de débit de la lame déversant qui tient compte de l'écoulement (égale à 0.37 pour le DO frontal)

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

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

H_{dev} : Hauteur de la lame déversant (m) [8].

Pour notre étude nous allons utiliser deux déversoirs d'orages, du type frontal.

◆ **Les données de base de déversoir n°1 sont les suivantes :**

Diamètre d'entrée : $D_e = 1200 \text{ mm}$.

Débit total à l'entrée : $Q_{pl} = 2.0980 \text{ m}^3/\text{s}$.

Débit à pleine section : $Q_{ps} = 3.2215 \text{ m}^3/\text{s}$.

Débit usées : $Q_{us} = 0.0133 \text{ m}^3/\text{s}$.

Débit déversé pluviale, : $Q_{dev} = 2.0845 \text{ m}^3/\text{s}$.

Hauteur d'eau à l'entrée : $H_e = 699.90 \text{ mm}$.

◆ **Les données de base de déversoir n°2 sont les suivantes :**

Diamètres d'entrée : $D_e = 1800 \text{ mm}$ et 1000 mm .

Débits total à l'entrée : $Q_{pl} = 4.9226 \text{ m}^3/\text{s}$ et $1.0983 \text{ m}^3/\text{s}$.

Débits à pleine section : $Q_{ps} = 7.0846 \text{ m}^3/\text{s}$ et $1.8068 \text{ m}^3/\text{s}$

Débit usées : $Q_{us} = 0.0404 \text{ m}^3/\text{s}$.

Débit déversé pluviale, : $Q_{dev} = 5.9805 \text{ m}^3/\text{s}$.

Hauteurs d'eau à l'entrée : $H_e = 1273.76 \text{ mm}$ et 558.117 mm .

Les résultats de calculs sont présentés dans le tableau suivant:

Tableau VI-2: Résultats de dimensionnement des déversoirs d'orges.

DO	Type	$Q_{dev}(\text{ m}^3/\text{s})$	$h_{seuil}(\text{mm})$	L(m)
DO N°1	frontal	2.0845	1417.5	2.45
DO N°2	frontal	5.9805	5350.5	5.66

Conclusion :

Afin de garantir une exploitation optimale et la durabilité d'un réseau d'assainissement, il est essentiel de l'équiper des ouvrages nécessaires qui contribuent à son bon fonctionnement. Le choix de ces ouvrages est basé sur des critères techniques et économiques pour s'assurer qu'ils puissent remplir leurs fonctions sans rencontrer de difficultés. En conséquence, divers types de systèmes ont été développés, offrant également une variété de matériaux adaptés pour répondre aux différentes contraintes spécifiques à la zone du projet.

Chapitre VII :
Management de projet

Chapitre VII: Management de projet.

Introduction :

La gestion des projets englobe l'ensemble des mesures prises pour assurer l'exécution optimale des travaux, en veillant à une utilisation efficace des ressources humaines, des équipements et des matériaux. L'objectif est de réduire les coûts de production tout en créant un environnement propice tant pour les travailleurs que pour les machines, afin d'augmenter la productivité.

Afin d'atteindre nos objectifs de rapidité, de qualité et d'économie dans la réalisation de notre projet, nous nous sommes principalement concentrés sur l'organisation du chantier. Cette organisation guide le déroulement de nos travaux, en établissant un rythme de travail approprié, en déterminant le temps nécessaire pour chaque phase de réalisation, en identifiant les besoins en main-d'œuvre, et en planifiant les ressources matérielles telles que les matériaux de construction et les engins nécessaires.

VII.1.Exécution des travaux :

Le processus d'installation des canalisations implique les étapes suivantes :

- ◆ Inspection, manipulation et entreposage des canalisations.
- ◆ Élimination de la végétation et du revêtement en goudron.
- ◆ Établissement des repères pour les piquets (arpentage).
- ◆ Creusement des tranchées et excavation pour les regards.
- ◆ Préparation du lit de pose.
- ◆ Installation des conduites.
- ◆ Raccordement des tuyaux.
- ◆ Conduction de tests d'étanchéité sur les canalisations et les joints.
- ◆ Construction de regards et de boîtes de raccordement.
- ◆ Réalisation d'ouvrages spéciaux.
- ◆ Remblayage des tranchées.
- ◆ Travaux de finition.

VII.1.1.Vérification, manutention et stockage des conduites:

Sur le chantier, les produits préfabriqués subissent une série de contrôles, notamment :

- ◆ Vérification des quantités : Il est essentiel de s'assurer que les produits préfabriqués livrés correspondent aux quantités commandées, évitant ainsi les erreurs de livraison.

- ◆ Inspection de l'aspect : Les produits sont examinés visuellement pour garantir qu'ils sont exempts de défauts esthétiques ou de dommages apparents. Cela inclut l'inspection de la surface pour s'assurer qu'elle est conforme aux normes de qualité.
- ◆ Contrôle de l'intégrité : Il est crucial de vérifier que les produits préfabriqués sont structurellement solides et ne présentent aucun défaut de fabrication qui pourrait compromettre leur performance ou leur durabilité. Cela implique généralement des tests de résistance et de solidité.
- ◆ Marquage en cas de défaut : En cas de découverte de défauts ou d'anomalies lors des contrôles, les produits peuvent être marqués ou identifiés pour signaler les problèmes et prendre les mesures nécessaires pour les corriger.

Ces étapes de vérification sur site visent à garantir la conformité des produits préfabriqués aux spécifications, à maintenir la qualité de la construction et à assurer la sécurité des structures.

VII.1.1.1 Manutention :

Pendant le chargement et le transport, il est essentiel de prendre certaines précautions pour assurer la sécurité des tubes et des raccords. Voici quelques recommandations alternatives :

a) Chargement et Transport :

- ◆ Évitez les manipulations brusques et les mouvements excessifs, car ils peuvent endommager les produits.
- ◆ Assurez-vous que les tubes et les raccords ne sont pas en contact avec des parties métalliques saillantes, ce qui pourrait provoquer des égratignures ou des dommages.
- ◆ Si les tubes ont des emboîtures, assurez-vous de les empiler de manière alternée, de manière à ce que les emboîtures dépassent de la pile, ce qui peut éviter d'éventuels dégâts.

b) Déchargement :

- ◆ Évitez de décharger brutalement les tubes et les raccords sur le sol, car cela peut causer des dommages. Utilisez des méthodes de déchargement plus douces.

- ◆ Assurez-vous que les tubes ne sont pas roulés sur des pierres ou des sols rocheux, car cela peut entraîner des éraflures ou des déformations.

Ces pratiques visent à préserver l'intégrité des tubes et des raccords lors de leur manutention, de leur chargement et de leur déchargement, garantissant ainsi leur qualité et leur sécurité.

VII.1.1.2. Stockage :

Le stockage du matériel nécessite une stricte observance de certaines directives :

- ◆ L'emplacement de stockage doit être plat et nivelé pour garantir la stabilité.
- ◆ Il est impératif de protéger les accessoires et les conduites de l'exposition directe au soleil.
- ◆ Assurez-vous de préserver les conduites contre tout contact avec des produits chimiques, des solvants ou des huiles susceptibles de causer des dommages.
- ◆ Le stockage des tubes doit être conçu de manière à assurer leur protection mécanique et à les préserver de la chaleur.

Ces mesures sont essentielles pour maintenir la sécurité et la qualité du matériel entreposé.

VII.1.2. Décapage de la couche de végétation (goudronné) :

Le volume de terre décapée est obtenu en utilisant un doser sur une couche de 10 cm.

$$V = bHL \quad (\text{VII.1})$$

Avec :

H : Épaisseur de la couche végétale (m).

b : Largeur de la couche végétale (m).

L : Longueur totale de tranché (m) [8].

VII.1.3. Emplacement des jalons des piquets :

Conformément au schéma du plan de masse, il est nécessaire d'installer des repères ou repères de repérage à chaque endroit où se produisent les éléments suivants :

- ◆ Un changement de direction ou de pente.
- ◆ Un raccordement ou une jonction de conduites.

Ces marques ou jalons servent à guider et à localiser avec précision les points d'intérêt tels que les regards, les changements de direction et les jonctions de canalisations.

VII.1.4.Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards :

la construction des collecteurs urbains implique de prendre en compte la pente du terrain, de choisir l'angle de talutage approprié en fonction du type de sol, et d'opter généralement pour la méthode de fouille ouverte pour l'excavation des tranchées.

VII.1.4.1.La profondeur de la tranchée :

$$H = e * d * h \quad (\text{VII.2})$$

Avec :

H : profondeur de la tranchée (m).

e : hauteur de lit de pose (m).

d : diamètre de la conduite (m).

h : la hauteur du remblai au dessus de la conduite (m)[8].

VII.1.4.1.Largeur de la tranchée :

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

$$B = d + 2c \quad (\text{VII.3})$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m).

d : diamètre de la conduite (m).

c : Espacement entre les parois de la tranchée et la conduite (c = 0,3 m) [8].

VII.1.5.volume du lit de pose :

Il est essentiel de noter que les tuyaux ne doivent pas être directement posés sur le fond de la tranchée, mais plutôt sur un lit de pose constitué d'au moins 10 cm de sable propre. Ce lit de pose doit être soigneusement compacté pour assurer une assise solide. Dans le cas de sols instables, des mesures spéciales peuvent être nécessaires, telles que la réalisation d'un béton de propreté, la création de berceaux ou même la mise en place de dalles de répartition pour stabiliser la base.

Le volume de sable requis peut être calculé en utilisant la formule suivante.

$$Vs = L * B * e \quad (\text{VII.4})$$

Avec :

Vs : volume du sable en (m³).

L : Longueur de la tranchée en (m).

B : Largeur de la tranchée en (m).

e : épaisseur du sable, e = 10cm [8].

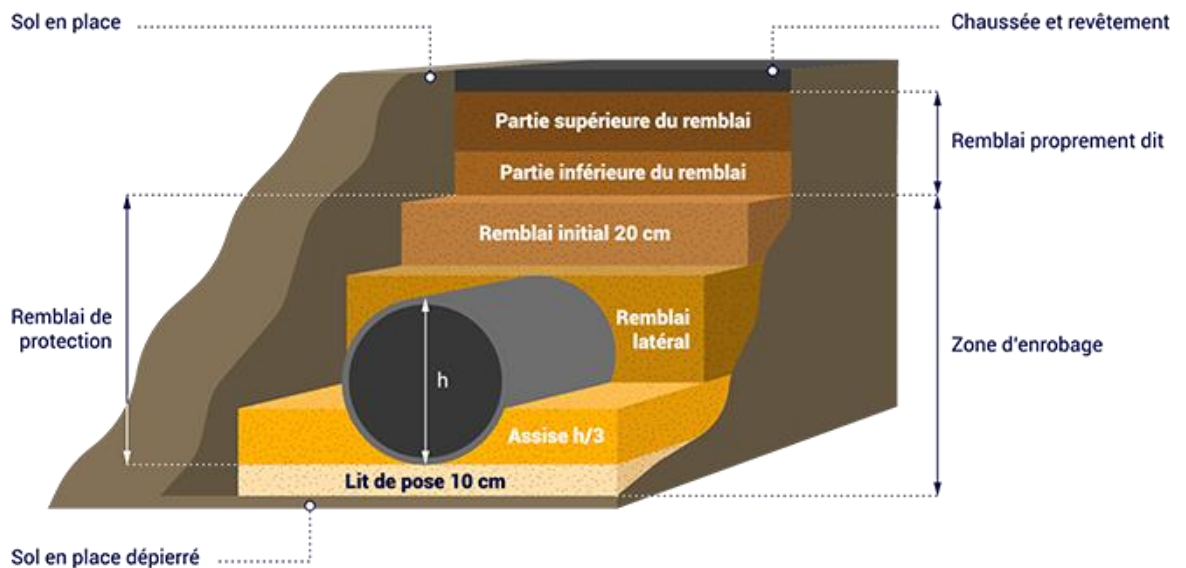


Figure VII-1:schéma de Pose du lit de sable.

La source <https://tpdemain.com/module/les-regles-denrobage-des-reseaux/>

VII.1.6.La mise en place des conduites :

La mise en place des conduites implique les étapes suivantes :

- ◆ Les éléments sont installés en commençant par l'aval, et les raccords des tuyaux sont orientés vers l'amont.
- ◆ Chaque élément doit être soigneusement positionné dans la tranchée et aligné avec l'élément précédemment installé.
- ◆ Les tuyaux sont disposés avec une inclinaison uniforme entre deux regards.
- ◆ Avant la pose, il est nécessaire de nettoyer le fond des tranchées.
- ◆ Le support peut être fixé de manière permanente en utilisant un remblai partiel ou de manière temporaire à l'aide de cales.
- ◆ Lors de chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non accessibles sont provisoirement fermées pour prévenir toute introduction de corps étrangers.

VII.1.7.Assemblage des conduites:

Lorsqu'il s'agit d'assembler ces conduites, il est essentiel de tenir compte de la section, de la forme et du matériau de la conduite en question.

Pour les conduites de forme circulaire, les raccordements sont réalisés en utilisant une bague renforcée dotée d'une armature. Cette bague est coulée sur place à l'intérieur d'un moule pour assurer une jonction solide et étanche entre les conduites.

VII.1.8.Essais sur les joints et les canalisations :

C'est un test d'étanchéité auquel sont soumises les conduites une fois qu'elles sont installées dans la tranchée. Cette épreuve d'étanchéité peut être réalisée en utilisant de l'eau, de l'air, de la fumée ou une combinaison d'eau et d'air.

VII.1.9.Construction des regards et des boîtes de branchement :

VII.1.9.1.Réalisation des regards :

Les regards sont généralement de forme carrée et leurs dimensions dépendent de la taille des collecteurs. Ces regards sont construits sur le site en utilisant du béton armé, mais il est également possible d'utiliser des regards préfabriqués.

Les diverses étapes pour construire un regard sont les suivantes :

- ◆ Nivellement du fond du regard.
- ◆ Application de la couche de 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

VII.1.9.2.Réalisation des boîtes de branchement :

Les boîtes de branchement seront équipées de grilles de drainage. Les raccordements particuliers doivent être connectés au réseau à travers des boîtes de branchement. Ces raccordements doivent être réalisés en tronçons aussi droits que possible, avec une pente minimale de 3%. Le diamètre de la canalisation de branchement doit être inférieur à celui de la canalisation publique.

Les conduites de raccordement seront de préférence reliée au réseau public en suivant une inclinaison oblique de 45° ou 60° par rapport à l'axe général.

VII.1.10. Exécution des ouvrages spéciaux :

Après avoir enlevé la couche de végétation, il est impératif de procéder à une opération de marquage au sol à l'aide de piquets avant de débiter les travaux.

Il est essentiel que les structures de coffrage soient suffisamment rigides pour supporter la pression du béton, en particulier lors de la phase de vibration. Le démontage des coffrages doit être effectué sans endommager le béton existant.

VII.1.11. Remblaiement des tranchées :**VII.1.11.1. Matériau d'enrobage :**

Le matériau de remblai est en contact direct avec la canalisation et s'étend uniformément jusqu'à une hauteur de 15 cm au-dessus d'une couche de sable ou de gravier qui ne contient pas plus de 12% de fines et ne comporte aucun élément d'un diamètre supérieur à 30 mm .

VII.1.11.2. Couverture :

Le comblement de la tranchée est accompli en utilisant le matériau excavé dans la fouille, après avoir éliminé les éléments de plus de 100 mm de diamètre, les débris végétaux, les débris animaux, etc. Il est préférable de choisir des matériaux contenant moins de 30% d'éléments de plus de 20 mm de diamètre, à l'exception des tourbes, des vases et des sols très riches en matière organique.

Il est recommandé d'éviter d'utiliser des argiles et des limons dont la teneur en eau n'est pas proche de la valeur optimale déterminée lors de l'essai "Proctor modifié".

Le remblayage est réalisé par superposition de couches successives, chaque couche ayant une épaisseur maximale de 30 cm, et chaque couche étant compactée après sa mise en place .

VII.2. Choix des engins :

Pour accomplir ces tâches, il est essentiel d'utiliser une variété d'engins spécifiques car chaque opération exige un engin adapté. Ces engins peuvent être classés en trois catégories principales qui sont :

- ◆ **Les engins de chargement :** Les chargeuses, Les pelles hydrauliques et Les pelles mécaniques.
- ◆ **Les engins de transport :** Les brouettes, Les camions bennes, Les dumpers, Les motos basculeurs et Les véhicules utilitaires.
- ◆ **Les engins pour disposer des matériaux :** Les niveleuses ,Les compacteurs et Les finisseurs.

En ce qui concerne notre projet, nous avons déployé engins suivants:

- a) **Pour le décapage** :Le décapage est une étape essentielle des travaux de terrassement qui vise à retirer la couche superficielle du sol. Cette couche comprend généralement des matériaux organiques tels que des végétaux et des débris, qui pourraient compromettre la stabilité de la future construction. L'épaisseur de cette couche varie généralement de 10 cm à 40 cm, et les matériaux décapés sont stockés en vue d'une éventuelle réutilisation lors de l'aménagement ultérieur du terrain. Il convient de noter que la terre de qualité, notamment la terre végétale, est précieuse pour les aménagements extérieurs.

Pour les terrains faciles à décaper, nous privilégions l'utilisation de «niveleuses», car elles sont particulièrement adaptées à ce type de travaux et Dans les terrains plus difficiles nous faisons appel à «des bulldozers» pour effectuer le décapage de manière efficace.

b) Pour l'excavation des tranchées :

Pour la réalisation des déblais et leur chargement, nous utilisons une pelle équipée d'une rétro. Les pelles sont des engins de terrassement polyvalents adaptés à divers types de terrains. Ils fonctionnent de manière discontinue, c'est-à-dire que leur cycle de travail comprend plusieurs étapes, notamment :

- ◆ Temps de fouille : L'engin est utilisé pour creuser et extraire les matériaux du sol.
- ◆ Temps de transport : Les matériaux excavés sont transportés depuis le site de fouille jusqu'à leur destination.
- ◆ Temps de déchargement : Les matériaux sont déchargés du godet de la pelle.
- ◆ Temps de remise en position de déblais : L'engin est remis en position pour poursuivre les opérations.

Dans les terrains difficiles, où la maniabilité est cruciale, nous optons pour l'utilisation d'une pelle à chenille pour garantir une exécution efficace des travaux de terrassement.

C) Pour le remblaiement des tranchées :

Pour réaliser le remblayage, nous avons employé une chargeuse, un engin équipé d'un corps automoteur articulé et d'une grande benne à l'avant. Lorsqu'il s'agit de projets de grande envergure nécessitant d'importants volumes de remblai, le choix se

porte généralement sur l'utilisation d'un chargeur, un engin spécialisé pour de telles opérations.

Cependant, pour des travaux de moindre envergure, nous optons plutôt pour l'utilisation d'un rétro-chargeur. Le rétro-chargeur est une alternative plus adaptée lorsque les besoins en remblai sont moins importants.

D) Pour le compactage :

Après avoir posé les canalisations, il est essentiel de réaliser le remblayage de la tranchée tout en assurant une bonne compaction du sol. Pour cette étape, l'utilisation d'engins de compactage s'avère nécessaire. Cependant, étant donné que la surface de la tranchée est relativement restreinte, nous avons privilégié l'utilisation de compacteurs à main. Ces outils compacts et maniables permettent d'obtenir une compaction efficace du remblai dans les espaces restreints de la tranchée, garantissant ainsi la stabilité et l'intégrité de l'ensemble.

VII.2.Détermination des différents volumes des travaux :

- ◆ Volume du décapage de la couche végétale:

$$V_{\text{déc}} = H_{\text{vc}} \times L \times B_{\text{cv}} \quad (\text{VII.5})$$

Tel que :

$V_{\text{déc}}$: volume de la couche végétale décapée (m³).

H_{cv} : profondeur de la couche végétale (on prend $H_{\text{cv}}=0.1\text{m}$) (m).

L : longueur totale de la tranchée (m).

B_{cv} : largeur de la couche végétale (m). [8].

- ◆ Volume du déblai des tranchées :

$$V_{\text{d}} = B \times L \times H \quad (\text{VII.6})$$

Tel que :

V_{d} : volume du déblai des tranchées (m³).

B : largeur de la tranchée (m).

H : profondeur de la tranchée (m).

L : longueur totale de la tranchée (m) [8].

- ◆ Volume occupé par le lit de sable :

$$V_{\text{ls}} = e \times L \times B \quad (\text{VIII-7})$$

Avec :

V_{ls} : volume du lit de sable (m³).

e : épaisseur de la couche de sable (on prend $e=0.1$) (m).

B : largeur de la tranchée (m).

L : longueur totale de la tranchée (m) [8].

- ◆ Volume occupé par les conduites :

$$V_{\text{cond}} = (\pi \times D_{\text{ext}}/4) \times L \quad (\text{VII.8})$$

Avec :

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

D_{ext} : diamètre extérieur de la conduite (m).

L : longueur totale de la tranchée (m) [8].

- ◆ Volume de l'enrobage :

$$V_e = H_e \times L \times B \quad (\text{VII.9})$$

Avec :

V_e : volume d'enrobage (m³).

H_e : hauteur d'enrobage (m).

B : Largeur de la tranchée (m).

L : longueur totale de la tranchée (m) [8].

- ◆ Volume du remblai de protection:

$$V_{\text{rem}} = V_d - (V_{\text{cond}} + V_{\text{déc}} + V_{\text{is}}) \quad (\text{VII.10})$$

Avec :

V_{rem} : volume du remblai (m³).

V_d : volume du déblai (m³).

V_{is} : volume du lit de sable (m³).

$V_{\text{déc}}$: volume de la couche végétale décapée (m³).

V_{cond} : Volume de conduite (m³).

- ◆ Volume excédentaire :

$$V_{\text{exc}} = V_f - V_{\text{rem}} \quad (\text{VII.11})$$

Tel que :

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

V_f : Volume du sol foisonné (m³).

V_{rem} : Volume du remblai (m³).

Sachant que :

$$V_f = V_d \times K_f \quad (\text{VII.12})$$

Avec :

K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol [8].

Tableau VII-1:coefficients de foisonnement pour différente nature de sol.

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

(Source : Métré de terrassement-cours génie civil)

Pour notre cas nous avons prend : K_f=1.25.

Les résultats des calculs des volumes sont représentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau VII-2:résultats de calcul des volumes.

V _{déc} (m ³)	V _d (m ³)	V _{ls} (m ³)	V _{cond} (m ³)	V _{rem} (m ³)	V _{exc} (m ³)
690,18215	12739,27685	669,18215	3835,876203	7544.036347	8380.05971

Avec :

V_{déc} : volume de la couche végétale décapée (m³).

V_d : volume du déblai des tranchées (m³).

V_{ls} : volume du lit de sable (m³).

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

V_{rem} : volume du remblai (m³).

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

VII.4 .Devis quantitatif et estimatif :

Tableau VII-3: résultats de calcul de devis .

Désignation des travaux	U	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant (DA)
Travaux de terrassement				
Décapage à grande masse	m ³	690.18215	180.00	124232.787
Déblai de tranchée	m ³	12739.27685	240.00	3057426.444
Pose lit de sable, e=10cm	m ³	669.18215	1100.00	736100.365
Remblai de la tranchée	m ³	7544.036347	230.00	1735128.360

Désignation des travaux	U	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant (DA)
Évacuation des déblais excédentaires	m ³	8380.05971	270.00	226216.122
Grillage avertisseur	ml	12875,7	65.00	836920.500
Canalisation				
Canalisation en PVC				
Ø315mm	ml	1004	3800.00	3815200.00
Ø400mm	ml	600	4500.00	2700000.00
Ø500mm	ml	348	6000.00	2088000.00
Ø630mm	ml	672	8000.00	5376000.00
Canalisation en béton armé				
Ø800mm	ml	1498	10000.00	14980000.00
Ø1000mm	ml	683	13000.00	8879000.00
Ø1200mm	ml	290	15000.00	4350000.00
Ø1500mm	ml	967	18000.00	17406000.00
Ø1800mm	ml	50	20000.00	100000.00
Génie civil :				
Exécution de regard de visite ou de jonction en béton armé avec tampon en fonte de:				
Profondeur de 0 à 2,0 m	U	140	85000.00	11900000.00
déversoir d'orage en béton armé				
DO	U	2	90000.00	1800000.00
			Total (HT) :	80110224.574
			T.V.A (19%)	15220942
			Total (T.T.C)	95331167.243

VII.5. Planification des travaux :

L'optimisation des opérations de travail vise à constamment rechercher la manière la plus efficiente d'utiliser la main-d'œuvre et les ressources disponibles. Cette approche repose sur plusieurs étapes clés, notamment :

- ◆ Installation des postes de travail : Il s'agit de mettre en place les espaces de travail de manière à faciliter les opérations et à maximiser l'efficacité de la main-d'œuvre.
- ◆ Observations instantanées : Des observations en temps réel sont réalisées pour comprendre comment les tâches sont actuellement effectuées et identifier les éventuelles inefficacités.
- ◆ Analyse des tâches : Chaque tâche est analysée en détail pour identifier les étapes critiques et les domaines où des améliorations sont possibles.
- ◆ Chronométrage : Les temps nécessaires à l'exécution de chaque tâche sont mesurés avec précision pour évaluer les performances actuelles et fixer des objectifs de productivité.
- ◆ Définition des objectifs et des attributions : Des objectifs clairs sont définis pour chaque tâche, et les responsabilités de chaque membre de l'équipe sont précisées.
- ◆ Simplification des méthodes : Les processus existants sont simplifiés pour éliminer les étapes inutiles et réduire les gaspillages de temps et de ressources.
- ◆ Stabilisation des postes de travail : Une fois les améliorations mises en œuvre, les postes de travail sont stabilisés pour maintenir la cohérence des performances.

L'optimisation des opérations de travail vise à garantir que les ressources sont utilisées de manière efficiente ce qui peut se traduire par une augmentation de la productivité une réduction des coûts et une amélioration globale de la qualité du travail accompli.

VII.5.1. Techniques de la planification :

Deux principales approches de planification sont les suivantes :

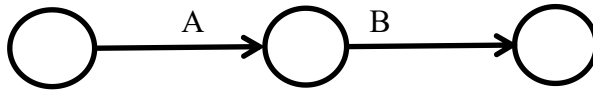
- ◆ Méthodes de planification basées sur le réseau.
- ◆ Méthodes de planification basées sur le graphique.

VII.5.1.1. Définition du réseau:

Les opérations peuvent être classées en termes de séquence, de simultanéité, de convergence et de durée de réalisation. Il existe deux catégories de réseaux distinguées comme suit :

- ◆ **Réseau à flèches :**

Les étapes sont symbolisées par des flèches, et la séquence des étapes est indiquée par des nœuds:



L'opération A précède l'opération B

- ◆ **Réseau à nœuds :**

Un nœud représente une opération, et les liaisons entre les nœuds indiquent la séquence des opérations.

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



VII.5.1.2. Construction du réseau : Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- ◆ **Établissement d'une liste des tâches :** Dans cette phase initiale l'objectif consisté à effectuer une analyse approfondie sur toutes les étapes requises pour concrétiser le projet.
- ◆ **Détermination des tâches antérieures :** Une fois que la liste des tâches a été établie, il peut être complexe de déterminer la séquence des activités, car il n'est pas toujours évident de décider si ces tâches doivent être réalisées de manière séquentielle ou simultanée.
- ◆ Construction des graphes partiels.
- ◆ Regroupement des graphes partiels.
- ◆ Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage.
- ◆ Construction du réseau.

VII.5.1.3. Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

- ◆ **1 ère phase :** L'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.

- ◆ **2 ème phase** : Analyse systématique du réseau selon l'unité de temps retenue (heure par heure ou jour par jour),
- ◆ **3 ème phase** : Adapter e réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

VII.5.2. Les étapes de la planification :

La planification consiste en l'organisation des étapes clés des travaux à effectuer et comprend les phases suivantes :

- ◆ **Rassembler les données** : La consolidation des informations obtenues par des études comparatives permet de formuler un plan de projet précis et efficace.
- ◆ **Analyse des composantes du projet** : Cette étape cruciale consiste à examiner les différentes facettes du projet. Elle implique l'attribution de responsabilités pour chaque tâche et l'évaluation des ressources nécessaires en termes de matériel.
- ◆ **Interconnexion des tâches** : Pendant l'exécution, les tâches sont liées de deux manières cruciales : une connexion basée sur la logique et une autre basée sur la préférence.

VII.5.3. la méthode C.P.M :

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants:

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DCPP : date de commencement au plus tard.

DFP : date de finition au plus tôt.

DFPP : date de finition au plus tar.

MT : marge totale.

Et :

$$\mathbf{DFP = DCP + TR} \quad \mathbf{(VII.13)}$$

$$\mathbf{DCPP = DFPP - TR} \quad \mathbf{(VII.14)}$$

VII.5.3.1.C.P.M : méthode du chemin critique :

a) **Chemin critique (C.C)** : qui détermine la durée totale du projet (DTR), est constitué des opérations ayant une marge totale de zéro (0). Ainsi, pour identifier un chemin critique, il faut satisfaire à deux critères simultanés.:

$$MT = 0 \text{ et } \sum TRC.C = D.T.P$$

b) Attribution des durées de chaque opération :

Lorsqu'on alloue les durées aux différentes tâches, il est essentiel de prendre en compte deux aspects essentiels : le nombre de ressources disponibles (comprenant les effectifs humains et les équipements) et l'envergure du projet.

En utilisant les normes C.N.A.T, on pourra appliquer la formule suivante:

$$T = \frac{Q N}{n} \quad \text{(VII.15)}$$

Avec :

Q : Quantité de travail.

N : Rendement.

n : Nombre d'équipes[8].

c) Définitions des tâches et leurs durées :

◆ **Les opérations concernant les tronçons projetés :**

En ce qui concerne le réseau projeté, les opérations à effectuer débutent par le décapage de la couche de terre, ou en cas de route, le retrait de la couche de goudron. Ensuite, on procède au piquetage ou au traçage, comme cela se fait sur le chantier, ce qui mène à l'exécution des tranchées et des fouilles pour les regards. Par la suite, il est nécessaire de poser un lit de sable d'une épaisseur généralement comprise entre 10 et 20 cm. Après cette étape, on passe à la mise en place des canalisations dans les tranchées, en assemblant les conduites de l'aval vers l'amont afin de prévenir tout problème d'étanchéité dû au glissement des canalisations sous l'effet de leur propre poids, en particulier sur des terrains en forte pente. Ensuite, des essais d'étanchéité sont réalisés pour les conduites et les joints dans les tranchées. Une fois cette phase terminée, on entame la construction des regards et le remblaiement des tranchées.

◆ **Les opérations concernant les tronçons rénovés**

Les travaux mentionnés précédemment sont similaires pour la rénovation des tronçons, à une exception près. En effet, après le décapage initial, il est nécessaire de

creuser pour retirer les conduites à rénover. Pour ce qui est de la construction des regards, elle diffère puisqu'ils sont déjà en place. Après ces étapes spécifiques à la rénovation, la suite des travaux se déroule comme pour un nouveau tronçon.

- Symboles des différentes opérations et leur durée

Pour notre projet, les principales opérations et leur durée à sont :

Tableau VII-4: Les symboles et les durées de différentes opérations.

Operations	symboles	durée
Piquetage	A	16
Décapage de la couche de goudron et celle de la végétation	B	21
Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards	C	57
Aménagement du lit de pose	D	20
Construction des regards (de jonction et de chute)	E	34
La mise en place des canalisations en tranchée	F	20
Constructions des ouvrages annexes	G	24
Assemblage des tuyaux	H	20
Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints	I	20
Remblai des tranchées	J	27
Travaux de finition	K	17

Note : Les travaux relatifs à la construction des ouvrages annexes englobent la mise en place des infrastructures suivantes : les déversoirs d'orage, les systèmes de filtration, les bouches d'égout et les dispositifs de rejet.

Les opérations précède et succède :

Tableau VII-5 : l'opération précède et succède de chaque opération.

Operations	précède	succède
A	-	B
B	A	C
C	B	D,G
D	C	E,F
E	D,G	J
F	D	H
G	C	E

Operations	précède	succède
H	F	I
I	H	J
J	I,E	K
K	J	-

La détermination des délais par la méthode de tableau :

Tableau VII-6: Détermination des délais de réalisation de projet .

Opérations	TR	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	16	0	16	0	16	0
B	21	16	37	16	37	0
C	57	37	94	37	94	0
D	20	94	114	94	114	0
E	34	118	164	140	174	10
F	20	114	134	114	134	0
G	24	94	118	94	140	22
H	20	134	154	134	154	0
I	20	154	174	154	174	0
J	27	174	201	174	201	0
K	17	201	218	201	218	0

Avec :

TR: temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DFP : date de finissement au plus tôt.

DCPP: date de commencement au plus tard.

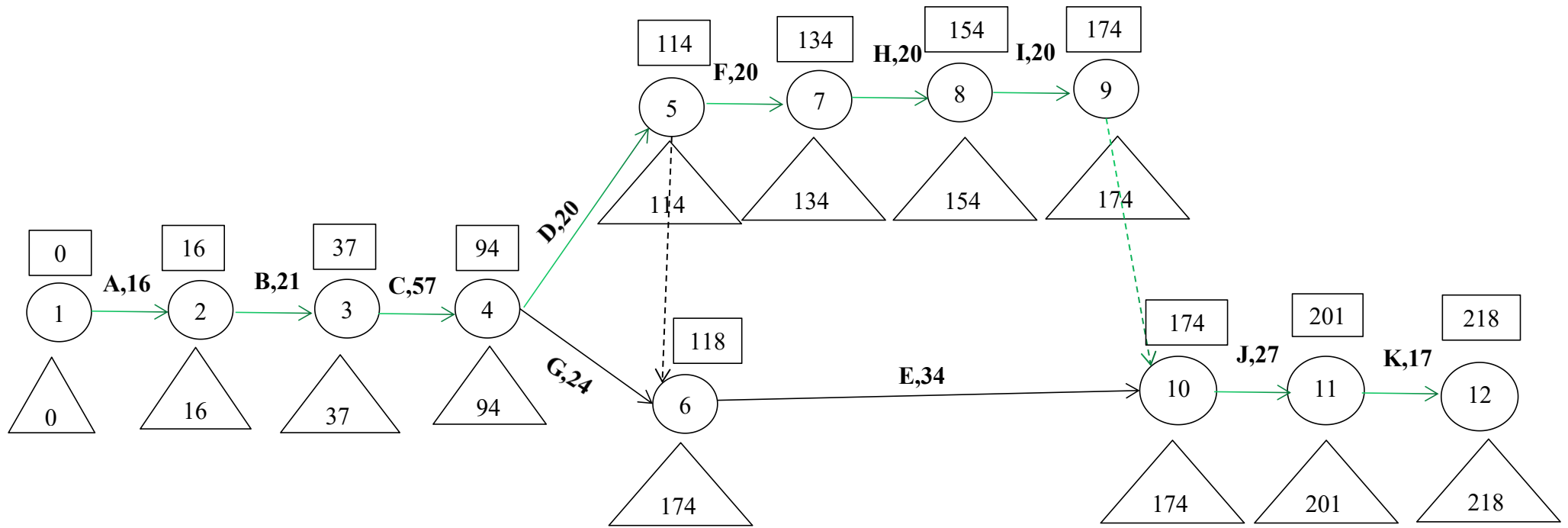
DFPP : date de finissement au plus tard

MT : marge totale.

Le chemin critique :

A-B-C-D-F-H-I-J-K.

Avec un temps de réalisation égale a: $\sum TR = 218$ jours.



→ Le chemin critique.

Figure VII-2: Réseau à flèches .

Conclusion :

Le management de projet a pour objectif d'optimiser la mise en œuvre d'un système d'assainissement, en cherchant à réduire les coûts, à économiser de l'énergie et à gagner du temps, tout en améliorant l'efficacité globale du travail.

cours de ce chapitre, nous avons procédé à une évaluation de la durée nécessaire pour la réalisation de notre projet en utilisant la méthode du chemin critique (CPM). Cette approche nous a permis non seulement de planifier la séquence des tâches, mais aussi d'établir un devis quantitatif et estimatif. Cette estimation nous a conduit à évaluer le coût global du projet, qui s'élève à **95331167.243** DA, avec une période de réalisation estimée à **218** jours.

Conclusion générale :

Notre étude vise à réaliser un diagnostic complet et à rénover le système d'assainissement de la ville d'AMROUSSA. L'objectif est de garantir une évacuation efficace des débits des eaux usées et d'eaux pluviales dans des conditions optimales, afin de prévenir les risques potentiels pour la santé publique et l'environnement.

Nous avons commencé par la présentation de notre zone d'étude et ses caractéristiques .en suite , nous avons fait l'étude hydrologique pour déterminer l'intensité moyenne maximale qui est 177.78 l/s/ha en utilisant les résultats obtenus par l'ajustement de la série pluviométrique à la loi Gumbel.

Le réseau que nous avons mis en place est du type unitaire en raison de la configuration topographique de la zone, Il est caractérisé par un schéma d'évacuation latérale, où les eaux sont dirigés vers deux déversoirs pour leur évacuation.

Lors de l'évaluation des débits d'eaux usées, nous avons pris en compte à la fois les débits provenant des sources domestiques et publics. Pour estimer les débits pluviaux, nous avons subdivisé la zone en 15 sous bassin , en tenant compte du coefficient de ruissellement en fonction de la nature de chaque surface drainée. Nous avons également choisi d'appliquer la méthode rationnelle pour une période de retour de dix ans, avec une perspective de calcul étendue jusqu'en 2053.

En ce qui concerne les composants du réseau d'assainissement, nous avons opté pour l'utilisation de canalisations en PVC, ainsi que de conduites en CAO pour les diamètres supérieurs à 630 mm. Pour les autres éléments du système, nous avons inclus des bouches d'égout et les regards de visite. En ce qui concerne les ouvrages spéciaux, nous avons sélectionné des deux déversoirs d'orage de type frontal.

En ce qui concerne les aspects économiques, nous avons préparé un document détaillé comprenant un devis quantitatif et estimatif. Cela nous a permis d'évaluer le coût total du projet, qui s'élève à 95331167.243DA, avec une période de réalisation estimée à 218 jours.

Références bibliographiques :

- [1](Ahmed BOUKOFTANE ,2010):«diagnostic du systeme d’assainissement de la ville de BOUINAN(W.BLIDA)», ENSH BLIBA.
- [2](Abdoulaye Adami ABAKAR ,2007):« Diagnostic du réseau d’alimentation en eau potable de la ville de AMROUSSA (W.BLIDA)». ENSH BLIDA.
- [3](DRE BLIDA,2023).
- [4](APC BOUINAN,2023).
- [5](Bénina TOUAIBIA,2015): « Manuel pratique d’hydrologie ».
- [6](Régis BOURRIER,1981): « Les réseaux d’assainissement, calculs, applications et perspectives. Lavoisier. Paris.».
- [7](Amel BELGHAOUTI,2021):« Dimensionnement du reseau d’assainissement de la commune de TRIFAQUI (W. EL’OUED)», ENSH BLIBA.
- [8](ASMA DAHMANI,2021):« Diagnostic et réhabilitation du réseau d’assainissement de la ville Draa Ben Khelfa commune de Tibergent (W.MILA)», ENSH BLIBA.
- [9](Chafika TARDJAOUI,2022):«dimensionnement et conception du systeme d’assainissement de la commune de mohamed belouizdad (w.alger) », ENSH BLIBA.

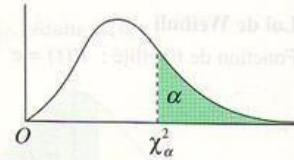
ANNEXES

Annexe [1] : Table de distribution de χ^2 (loi de K.Pearson).

Table de distribution de χ^2 (loi de K. Pearson)

La table donne la probabilité α , en fonction du nombre de degrés de liberté ν , pour que χ^2 égale ou dépasse une valeur donnée χ^2_α

$$\alpha = P(\chi^2 \geq \chi^2_\alpha)$$



ν	$\alpha = 0,990$	$\alpha = 0,975$	$\alpha = 0,950$	$\alpha = 0,900$	$\alpha = 0,100$	$\alpha = 0,050$	$\alpha = 0,025$	$\alpha = 0,010$	$\alpha = 0,001$
1	0,0002	0,0010	0,0039	0,0158	2,71	3,84	5,02	6,63	10,83
2	0,02	0,05	0,10	0,21	4,61	5,99	7,38	9,21	13,82
3	0,12	0,22	0,35	0,58	6,25	7,81	9,35	11,34	16,27
4	0,30	0,48	0,71	1,06	7,78	9,49	11,14	13,28	18,47
5	0,55	0,83	1,15	1,61	9,24	11,07	12,83	15,09	20,52
6	0,87	1,24	1,64	2,20	10,64	12,59	14,45	16,81	22,46
7	1,24	1,69	2,17	2,83	12,02	14,07	16,01	18,47	24,32
8	1,65	2,18	2,73	3,49	13,36	15,51	17,53	20,09	26,13
9	2,09	2,70	3,33	4,17	14,68	16,92	19,02	21,67	27,88
10	2,56	3,25	3,94	4,87	15,99	18,31	20,48	23,21	29,59
11	3,05	3,82	4,57	5,58	17,27	19,67	21,92	24,72	31,26
12	3,57	4,40	5,23	6,30	18,55	21,03	23,34	26,22	32,91
13	4,11	5,01	5,89	7,04	19,81	22,36	24,74	27,69	34,53
14	4,66	5,63	6,57	7,79	21,06	23,68	26,12	29,14	36,12
15	5,23	6,26	7,26	8,55	22,31	25,00	27,49	30,58	37,70
16	5,81	6,91	7,96	9,31	23,54	26,30	28,84	32,00	39,25
17	6,41	7,56	8,67	10,08	24,77	27,59	30,19	33,41	40,79
18	7,01	8,23	9,39	10,86	25,99	28,87	31,53	34,80	42,31
19	7,63	8,91	10,12	11,65	27,20	30,14	32,85	36,19	43,82
20	8,26	9,59	10,85	12,44	28,41	31,41	34,17	37,57	45,32
21	8,90	10,28	11,59	13,24	29,61	32,67	35,48	38,93	46,80
22	9,54	10,98	12,34	14,04	30,81	33,92	36,78	40,29	48,27
23	10,20	11,69	13,09	14,85	32,01	35,17	38,08	41,64	49,73
24	10,86	12,40	13,85	15,66	33,20	36,41	39,37	42,98	51,18
25	11,52	13,12	14,61	16,47	34,38	37,65	40,65	44,31	52,62
26	12,20	13,84	15,38	17,29	35,56	38,88	41,92	45,64	54,05
27	12,88	14,57	16,15	18,11	36,74	40,11	43,19	46,96	55,48
28	13,57	15,31	16,93	18,94	37,92	41,34	44,46	48,28	56,89
29	14,26	16,05	17,71	19,77	39,09	42,56	45,72	49,59	58,30
30	14,95	16,79	18,49	20,60	40,26	43,77	46,98	50,89	59,70

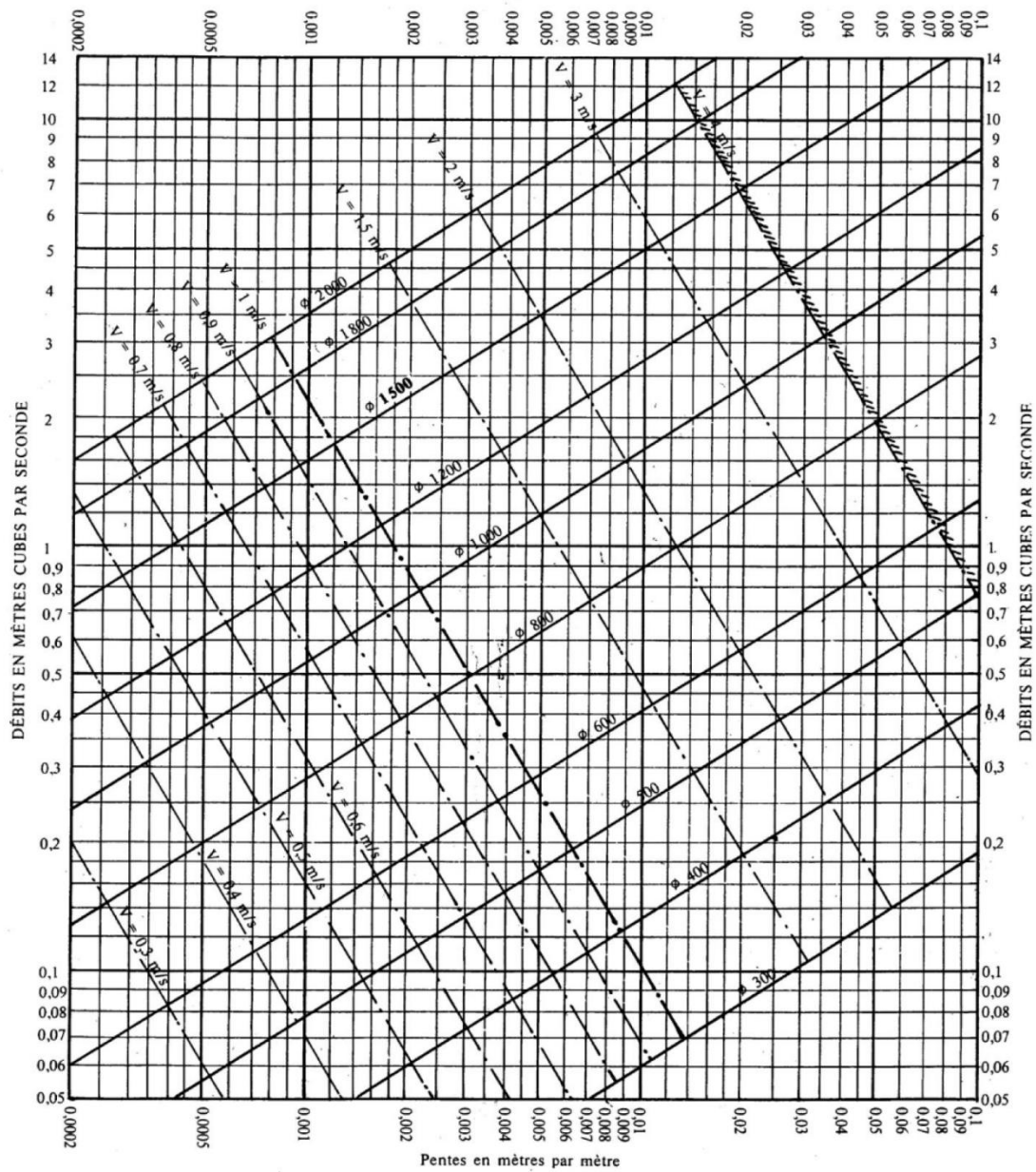
Quand ν est supérieur à 30, on utilise la table de la loi normale (table de l'écart réduit) avec :

$$t = \sqrt{2\chi^2} - \sqrt{2\nu - 1}$$

Annexe [2]: Réseaux pluviaux en système unitaire ou séparatif (canalisations circulaires).

ABAQUE 2-a

RÉSEaux PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations circulaires)

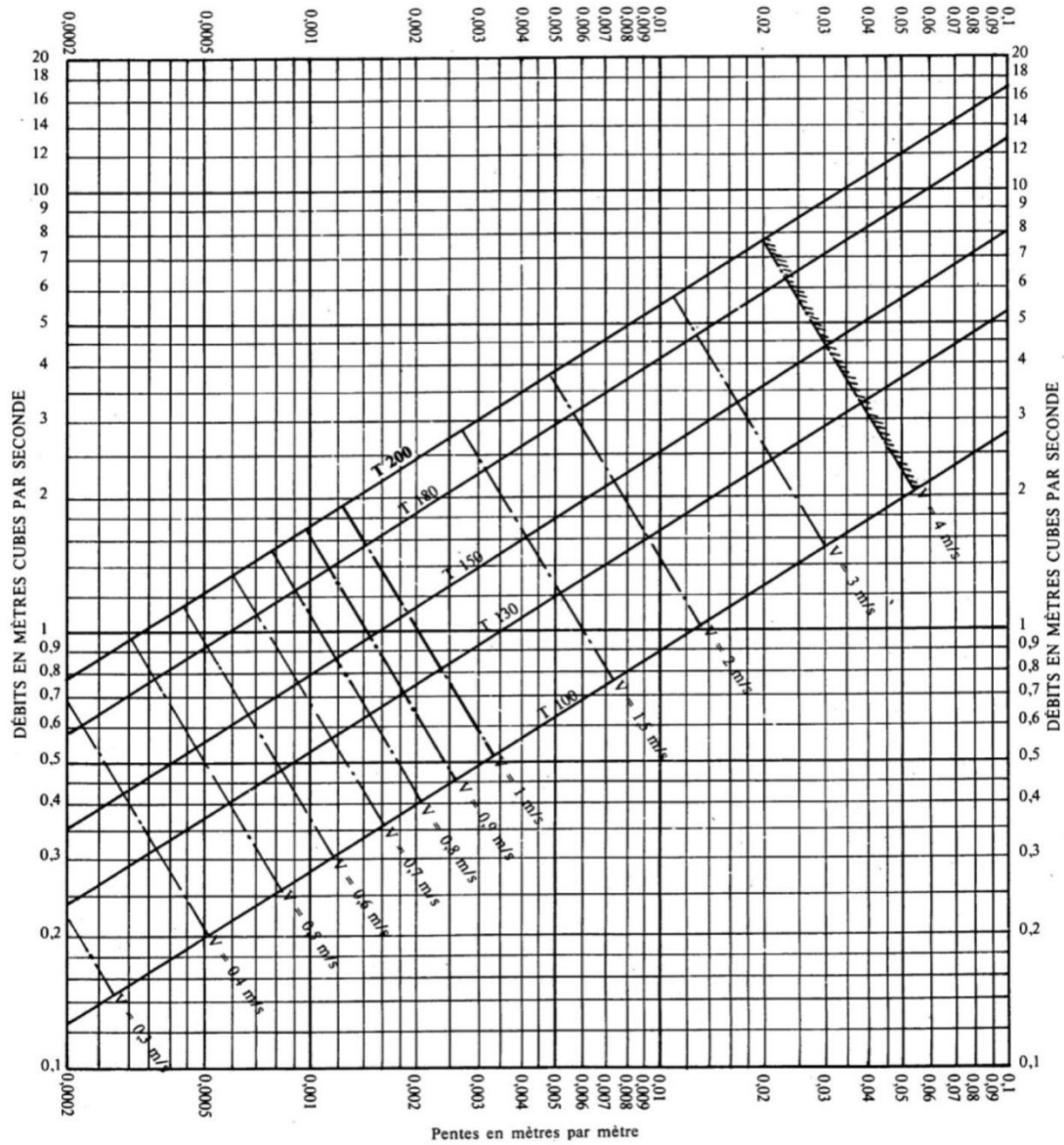


Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($V = 0,30$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

Annexe [3]: Réseaux pluviaux en système unitaire ou séparatif (canalisations ovoïdes).

ABaque 2-b

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations ovoïdes)



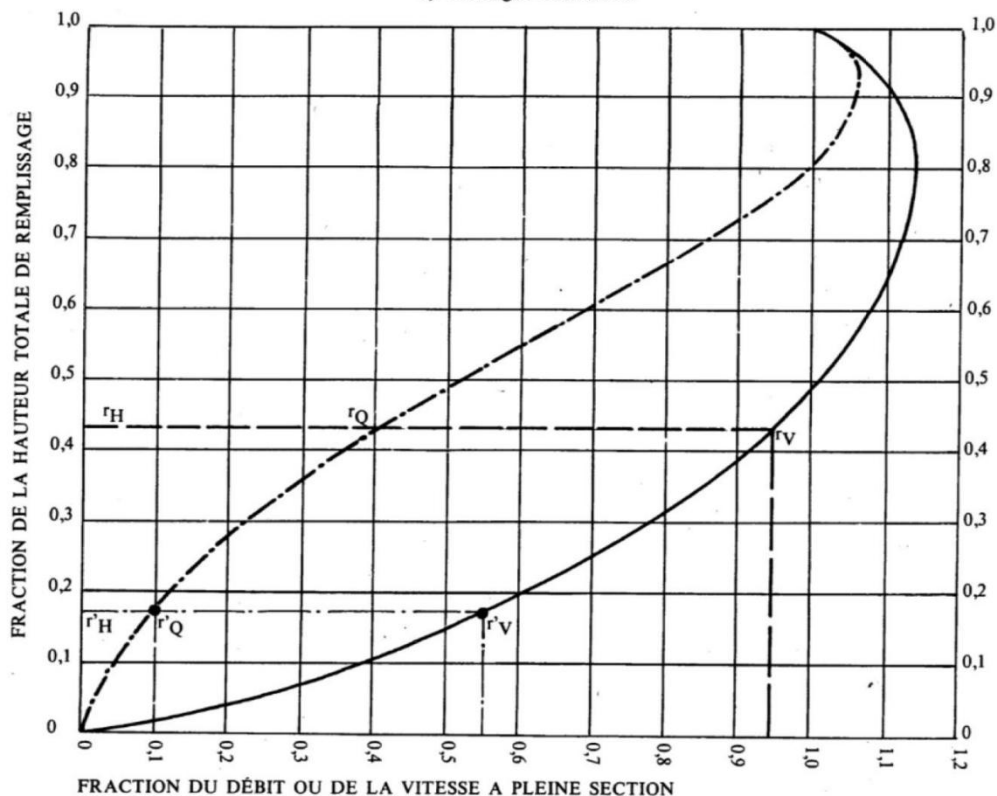
Nota. - La valeur du coefficient de Bazin à été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($\gamma = 0,30$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

Annexe [4]: variations des débits et des vitesses en fonction du remplissage (ouvrages circulaires).

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.