



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: Conception des Systèmes d'Assainissement

THEME :

**DIAGNOSTIC ET REHABILITATION DU SYSTEME
D'ASSAINISSEMENT DE LA VILLE DE ZEMMOURI
(W.BOUMERDES)**

Présenté par :

ABDOUS Mohamed Achref

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
SALAH Boualem	Professeur	Président
KAHLERRAS Malika	M.C.B	Examineur
BENCHIHEB Nedjouda	M.C.B	Examineur
MEDDI Mohamed	Professeur	Promoteur

Session Octobre 2023

REMERCIEMENTS

*Je commence par exprimer ma gratitude envers **Dieu** Tout-Puissant pour m'avoir accordé la persévérance et la détermination nécessaires pour poursuivre mes études universitaires et pour m'avoir permis de mener à bien ce travail dans les conditions optimales.*

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude envers toutes les personnes et les institutions qui ont contribué à la réalisation de ce mémoire.

*Tout d'abord, je souhaite remercier sincèrement mon promoteur, **Mr. MEDDI**, pour son encadrement précieux, ses conseils éclairés, et sa patience tout au long de ce processus de recherche.*

*Mes remerciements vont également à **Mr S.ALAH Boualem**, **Mr. AMMARI** et **Mme Aziez**, pour leurs expertises et leur soutien inestimable.*

Je remercie aussi ma famille et mes amis pour leur soutien indéfectible, leur compréhension, et leur encouragement constant.

*Je souhaite également remercier **L'Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique** pour ses ressources académiques, et **L'Office Nationale de l'Assainissement**- Unité de Boumerdes pour leur aide et soutien pendant ma recherche.*

Sincèrement,

ABDOUS Mohamed Achref

25/09/2023

DEDICACE

À Mes Parents, pour m'avoir inculqué la valeur de l'éducation, le sens de la persévérance et l'amour du savoir. Tout ce que j'ai accompli est le reflet de votre éducation.

*À mon frère **Nadjib** et ma petite sœur **Nour**, pour leur encouragement constant et leur fierté à chacune de mes réalisations.*

*À mes amis ; **Choukri, Hakim, Madjid, Abdelwahab, Chaker, Amine, Rached, Chemseddine, Zakaria, Smail, Youcef, Nori, Achraf, Rachid, Seifeddine, Amine** et tout le groupe qui ont été présents dans les bons et les mauvais moments, et qui m'ont rappelé que la vie ne se résume pas qu'aux études.*

À mes professeurs et mentors, pour leur guidance, leur expertise et leur passion qui ont allumé la flamme de la connaissance en moi.

À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de cette thèse, je vous adresse ma gratitude sincère.

Que ce modeste travail contribue, ne serait-ce qu'un peu, à l'enrichissement de notre savoir collectif

ملخص :

المنطقة الحضرية لمدينة زموري، الواقعة ببلدية زموري ولاية بومرداس، تعاني حالياً من مشاكل مهمة تتعلق بصرف المياه المستعملة ذات النظام الوحدوي. هذه المشاكل لها تأثير كبير على الأداء الجيد لنظام الصرف. تم تحديده من خلال تشخيص دقيق، حيث تم تحديد الثغرات الرئيسية الموجودة في خلل النظام وفي الهياكل الأساسية، مثل الشقوق الناجمة عن التفاعلات بين القنوات والأرض، بالإضافة إلى عدم احترام المعايير

وفي هذا السياق، تم تصور اثنين من الحلول لعلاج هذه المشاكل. يتكون العرض الأول من استخدام تقنيات إعادة المتكيفة مع درجة العيب الملحوظ. الخيار الثاني، المتصور في الحالات القصوى، سيقترح تجديدًا كاملاً لنظام صرف المياه المستعملة و الأمطار

الكلمات المفتاحية : المياه المستعملة، صرف المياه، إعادة التأهيل، الأمطار

Résumé :

La zone urbaine de la ville de Zemmouri, située dans la commune de Zemmouri, Wilaya de Boumerdes, connaît actuellement des problèmes importants avec l'élimination des eaux usées avec un système unitaire. Ces problèmes ont un impact significatif sur le bon fonctionnement du système d'assainissement. Identifié grâce à un diagnostic précis, où les principales lacunes dans le dysfonctionnement du système et de l'infrastructure ont été identifiées, telles que les fissures causées par les interactions entre les canaux et la Terre, ainsi que le non-respect des normes.

Dans ce contexte, deux solutions ont été envisagées pour résoudre ces problèmes. La première présentation consiste en l'utilisation de techniques de réhabilitation adaptées au degré de défaut perçu. La deuxième option, envisagée dans les cas extrêmes, proposera une remise à neuf complète du système d'évacuation des eaux usées et pluviales.

Mots-clés : Assainissement, pluviométrie, réhabilitation, eaux usées.

Abstract:

The urbanized area of the city of Zemmouri, located in the municipality of Zemmouri, Wilaya of Boumerdes, is currently experiencing significant problems with the disposal of wastewater with a unitary system. These problems have a significant impact on the proper functioning of the sanitation system. Identified through an accurate diagnosis, where the main shortcomings in the malfunction of the system and infrastructure were identified, such as cracks caused by the interactions between the collectors and the Earth, as well as non-compliance with standards.

In this context, two solutions were considered to solve these problems. The first presentation consists in the use of rehabilitation techniques adapted to the degree of perceived defect. The second option, considered in extreme cases, will offer a complete refurbishment of the wastewater and stormwater drainage system.

Keywords: sanitation system, rehabilitation, wastewater, stormwater.

TABLE DES MATIERES

Introduction générale	1
-----------------------------	---

Chapitre 1 : présentation de la zone d'étude

1.1- Introduction	2
1.2 – Situation, géographique	2
1.3 -Donnés naturelles du site.....	3
1.3.1- Situation Topographique	3
1.3.2- Analyse géologique	3
1.3.3- Séismicité	3
1.3.4 -Situation climatique	3
1.3.5- Situation hydrogéologique	4
1.4- Données démographique.....	4
1.5 - Situation Hydrauliques	4
1.5.1-Alimentation en eau potable	4
1.6 -Conclusion.....	5

Chapitre 2 : présentation du réseau

2.1-Introduction	6
2.2 -Reconnaissance approfondie du système d'assainissement existant	6
2.2.1- Etat des collecteurs.....	7
2.2.2-Etat des bouches d'égout et avaloirs	8
2.2.3-Etat des regards	8
2.2.4-Lendroit des rejets.....	9
2.2.5-Etat des caniveaux	10
2.2.6- Les déversoirs d'orage	10
2.5 -Conclusion.....	10

Chapitre 3 : diagnostic du réseau d'évacuation

3.1- Introduction	11
3.2- Objectifs	11
3.3- Cas de diagnostic utilisé.....	11
3.3.1 -Le pré-diagnostic.....	11
3.3.2- Vérification de l'état et Contrôle du bon fonctionnement	12

3.3.2.1- Les techniques d'auscultation des ouvrages	12
3.4 -Résultat du diagnostic	15
3.5 -Recommandation.....	15
3.6- Conclusion.....	16

Chapitre 4 : méthodes et nature de réhabilitation

4.1-Introduction	17
4.2-Objectifs des travaux de réhabilitation.....	17
4.3- Les techniques de réhabilitation : généralités	18
4.6 -Techniques pour les collecteurs non visitables	19
4.6.2-Injections ponctuelles d'étanchement	20
4.6.3-La manchette ou chemisage partiel	21
4.6.4-Le chemisage continu.....	21
4.6.5- Le tubage	21
4.6.5.1-Tubage par enroulement hélicoïdal	22
4.6.5.2-Tubage par tube pré déformé	22
4.6.5.3-Assemblage de tubes courts ou longs	22
4.6.6-L'éclate tuyau.....	22
4.7- Réhabilitation en tranchée ouverte.....	22
4.8- techniques de réhabilitation inclus dans notre étude.....	23
4.10- conclusion.....	26

Chapitre 5 : calcul de base pour la variante proposée

5.1-Introduction	27
5.2-situation démographique	27
5.3-découpage de l'aire d'étude en surfaces élémentaires à drainer.....	27
5.4 - Choix du système d'assainissement	28
5.5 - Détermination du coefficient de ruissellement.....	29
5.5.1- Coefficient de ruissellement pondéré	29
5.5.2- Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	29
5.5.3 - Détermination de coefficient de ruissellement pondéré	30
5.5.4 - Calcul du nombre d'habitants pour chaque surface à drainer	31
5.6 - Données hydrologiques	33
5.6.1- Calcul de l'intensité de pluie de durée 15 minutes et de période de retour de 10 ans	33

5.6.2- Utilisation des courbes IDF.....	34
5.6.3 - Construction de courbes IDF	34
5.9-Conclusion.....	35

Chapitre 6 : évaluation des débits à évacuer

6.1-Introduction	36
6.2- Evaluation des débits d'eaux usées	36
6.2.1- Généralités.....	36
6.2.2- Origine des eaux usées	36
6.2.2.1- Eaux usées domestiques.....	37
6.2.2.2- Eaux usées d'équipement	37
6.2.2.3- Les eaux claires parasites	37
6.2.2.3.1- Les causes d'intrusion des eaux parasites dans le collecteur	38
6.3- Quantité des eaux usées domestiques à évacuer	38
6.3.1- Evaluation du débit moyen journalier rejeté	38
6.3.2- Evaluation du débit de pointe	39
6.4- Evaluation des débits d'eaux pluviales	43
6.4.1- Généralités.....	43
6.4.2- Origine des eaux pluviales	43
6.4.3 -Quantité des eaux pluviales à évacuer	43
6.4.4- La méthode rationnelle	44
6.4.4.1- Les hypothèses de la méthode rationnelle.....	44
6.4.4.2- Critique de la méthode Rationnelle	45
6.4.4.3- Evaluation de la pente	45
6.4.4.4- Le temps de concentration	46
6.5-Calcul des débits pluviaux	47
6.6- Détermination des pentes équivalentes	49
6.7- Conclusion.....	50

Chapitre 7 : dimensionnement du réseau de la variante proposée

7.1-Introduction	51
7.2- Dimensionnement du réseau d'assainissement	51
7.2.1- Conditions d'établissement des réseaux d'assainissement.....	51
7.2.2 - Conditions d'autocurage des réseaux d'assainissement	52
7.2.3 - Détermination des diamètres des collecteurs	52

7.2.3.1- la formule de Chezy	52
7.2.3.2- la formule de Manning-Strickler	52
7.2.4- Mode de calcul	52
7.4- Conclusion	61

Chapitre 8 : les éléments constitutifs du réseau de la variante proposée

8.1-Introduction	62
8.2- Les ouvrages principaux	62
8.2.1- Les conduites	62
8.2.2- Choix du matériau des conduites à utiliser	62
8.2.3- Les joints des conduites en béton armé	63
8.2.3.1- Joint type Rocla	63
8.2.3.2- Joint à demi-emboîtement	63
8.2.3.3- Joint à collet.....	63
8.3- Les ouvrages annexes.....	63
8.3.1- Les ouvrages normaux	64
8.3.1.1- Les branchements.....	64
8.3.1.2- Les caniveaux.....	64
8.3.1.3- Les bouches d'égout	64
8.3.1.4- Les regards	65
8.3.1.4.1- Regard de jonction	65
8.3.1.4.2- Regard de chute	66
8.3.1.4.3- Regard de visite	66
8.3.2-Les ouvrages spéciaux	67
8.3.2.1-Les déversoirs d'orage	67
8.3.2.1.1-Emplacement des déversoirs d'orage	67
a- Données de base pour le dimensionnement d'un déversoir d'orage	67
b- Dimensionnement du déversoir d'orage type latéral	68
c-Détermination du temps de concentration	68
d- Mode de calcul	70
8.4 -Conclusion.....	72

Chapitre 9 : pose de canalisation

9.1-Introduction.....	73
9.2- Les actions reçues par les conduites.....	73

9.3- Décapage de la couche végétale	74
9.4- Principe de pose de canalisations	74
9.4.1- Opérations et précautions d'emboitement.....	74
9.4.2- Profondeur de tranchée	74
9.4.3- Fond de fouille	75
9.4.4- La largeur d'ouverture de tranchée.....	75
9.4.5- Mise en place des tubes	76
9.4.6- Remblaiement de la Tranchée	77
9.4.7 - Construction des regards	78
9.5-Techniques de pose de canalisation.....	78
9.5.1- Technique traditionnelle	78
9.5.2- Techniques sans tranchées	78
9.6- Pose dans un terrain ordinaire	78
9.7- Choix des engins	79
9.7.1- Pour le décapage de la couche de la terre végétale	79
9.7.2 -Pour l'excavation des tranchées	79
9.7.3- Pour le remblaiement des tranchées	79
9.7.4- Pour le compactage	79
9.7.5 -Mise en place des conduites.....	80
9.8- Devis quantitatif et estimatif	80
9.9-Conclusion.....	80
Conclusion générale	81
Bibliographique	
Annexe	

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1: Données climatiques de la station de Reghaia (année 2016).....	4
Tableau 3.1: La description des collecteurs et des regards.....	13
Tableau 3.2 : La description des collecteurs et des regards.....	21
Tableau 4.2: techniques de réhabilitation	24
Tableau 5.1: détermination de la population pour 2048	27
Tableau 5.2: Détermination du nombre d'habitants à l'horizon 2048.....	32
Tableau 5.3: Identification de la station de Reghaia.....	33
Tableau 5.5: Intensités Durées Fréquences pour différentes périodes de retour	34
Tableau 6.1: Evaluation des débits d'eaux usées des équipements	40
Tableau 6.2: Evaluation des débits d'eaux usées domestiques et d'eaux parasites	42
Tableau 6.3: évaluation des débits d'eau pluviale	48
Tableau 6.4: calcul du débit total de chaque sous bassin	49
Tableau 6.5: Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins.....	50
Tableau 7.1: Calcul hydraulique.....	55
Tableau 8.1: Détermination du temps de concentration « t ₁ »	69
Tableau 9.1: Détermination des différents volumes pour les collecteurs.....	90
Tableau 9.2: Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet.....	96

LISTE DES FIGURES

Figure 1. 1: Photo aérienne de la zone d'étude.....	2
Figure 2.1: Regard en ville.....	8
Figure 2.2 : La station d'épuration.....	9
Figure 5.1 : Exemple Coubes Intensité_Durée_Fréquence.....	60

LISTE DES PLANCHES

Planche 01 : plan du tracé du réseau d'assainissement existant de la ville de Zemmouri.

Planche 02 : plan des parties réhabilités dans le réseau d'assainissement existant.

Planche 03 : plan du nouveau réseau d'assainissement projeté.

Planche 04 : plan des ouvrages annexes du réseau d'assainissement.

INTRODUCTION GENERALE

Les réseaux d'assainissement sont souvent invisibles et négligés, mais leur bon fonctionnement est essentiel pour maintenir la qualité sanitaire. Le réseau d'assainissement de la "Ville de Zemmouri", une zone urbaine, présente des problèmes sérieux liés à son mauvais état. Pour identifier ces anomalies, un diagnostic a été mené, mettant en lumière les conséquences des dégradations et des défaillances du réseau.

Pour réhabiliter ce réseau d'assainissement, il existe aujourd'hui plusieurs techniques de réhabilitation, mais le choix de la meilleure approche doit reposer sur une étude de diagnostic approfondie, nécessitant une compréhension précise de l'état actuel des réseaux d'assainissement.

Dans cette étude, nous proposons des techniques de réhabilitation adaptées aux défaillances et à la dégradation du réseau, telles qu'elles ont été observées. Étant donné l'ampleur des problèmes d'étanchéité et de dysfonctionnement, compte tenu de la structure unitaire du système, nous suggérons également une variante de rénovation par mesure de sécurité. Pour améliorer la fiabilité et le fonctionnement de ce nouveau réseau, on a opté pour un nouveau dimensionnement qui sert à la protection en tenant compte de l'aspect économique.

Chapitre -1-

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

1.1- Introduction

L'objectif de cette étude est d'évaluer et de réhabiliter le réseau d'assainissement de la ville de "Zemmouri", située dans la commune de Zemmouri. L'objectif principal est d'améliorer la fiabilité du réseau et de surveiller ses performances.

Suite à des visites sur le terrain, nous avons identifié divers problèmes et dysfonctionnements dans le système d'évacuation des eaux usées et pluviales. Pour remédier à ces problèmes, il est essentiel de réaliser un diagnostic approfondi afin d'améliorer la compréhension de l'état actuel et du fonctionnement du réseau. Cette étude repose sur la collecte exhaustive de données pertinentes, notamment en ce qui concerne la topographie, la démographie, le climat, les conditions de rejet, l'état et la nature du réseau, ainsi que son mode de fonctionnement.

1.2- Situation géographique

La zone que nous étudions, la ville de Zemmouri, est située dans la partie centrale-nord de la wilaya de Boumerdes. Elle partage ses frontières avec les communes de Thenia à l'ouest et de Cap Djinet à l'est, tandis que sa frontière nord est délimitée par la mer Méditerranée. Plus précisément, ses limites géographiques sont définies par la route nationale N24, la route menant à Thenia et la route en direction de Si Mustapha, comme illustré dans la figure 1.1.



Figure 1.1: Photo aérienne de la zone d'étude

(Source: Google)

1.3 -Données naturelles du site

1.3.1- Situation Topographique

La représentation cartographique des altitudes révèle que la majeure partie du territoire de notre zone d'étude est située à des altitudes comprises entre 35 et 90 mètres au-dessus du niveau de la mer.

1.3.2 - Analyse géologique

La zone d'étude est une composante de la chaîne côtière, une entité géographique dont les limites méridionales coïncident avec les hauts plateaux. Sur le plan géologique, cette région se caractérise par la présence de marnes, des sables et de grès.

1.3.3- Séismicité

En raison de sa classification en zone sismique de niveau 3 en Algérie, la wilaya de Boumerdès est particulièrement exposée aux séismes. Cette vulnérabilité sismique peut avoir un impact sur l'étanchéité du réseau d'assainissement, notamment en affectant les joints des raccordements des canalisations. Il est donc impératif de prendre des mesures de précaution lors de la pose des canalisations pour garantir leur résistance aux séismes et prévenir les fuites potentielles.

1.3.4 - Situation climatique

• Climat

Le climat Le climat de la ville de Zemmouri est de type méditerranéen, se caractérisant par des hivers relativement humides et des étés chauds. La saison fraîche et pluvieuse s'étend de novembre à mai, avec environ 74 jours de pluie par an en moyenne.

La pluviométrie annuelle varie de 400 à 960 mm. En revanche, la saison estivale est marquée par un temps sec et chaud, avec des étés très chauds. La température moyenne annuelle dépasse les 19°C.

Quant à l'humidité relative, elle représente le degré de saturation en vapeur d'eau de l'air. Les données de la station de Reghaia indiquent que l'humidité relative moyenne est plus élevée pendant la période de juillet à septembre. (Voir le tableau 1.2 pour plus de détails).

Tableau 1.2 : Données climatiques de la station de REGHAIA (année 2016)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
<i>Tmoy(c°)</i>	22	18,7	15,8	10,6	10,4	11,2	14,1	16	17,4	22	25,6	26,5
<i>P (mm)</i>	2,7	7,5	24,5	34,4	40,	5,7	4,8	24	9,3	1	3,8	0
<i>Humidité(%)</i>	20	15,2	12	15,3	8,5	11	15,1	13,8	17,2	27	31	29

Source : ANRH(Blida)

1.3.5- Situation hydrogéologique

Dans la région de Boumerdes, il s'agit d'une nappe à surface libre, bien que certaines zones locales puissent présenter des caractéristiques de nappe semi-captive.

La région de Boumerdes est située dans le bassin versant côtier spécifique à cette zone. Le réseau hydrologique de la région est un peu limité, avec une disponibilité en eau moyenne.

En plus du faible régime de précipitations dans les dernières années, les différents aquifères, qu'ils soient profonds ou phréatiques, bien qu'ils puissent potentiellement stocker des réserves d'eau, sont confrontés à une menace de diminution globale en raison des perturbations et des modifications qui affectent les bassins versants qui les alimentent.

1.4- Données démographiques

Le dernier recensement d'octobre 2022 a montré que la population de la zone d'étude est de 21720 habitants avec d'un taux de croissance d'environ 2,1%

1.5 - Situation Hydraulique

1.5.1-Alimentation en eau potable

Les ressources mobilisées actuellement pour l'alimentation en eau potable de la wilaya de Boumerdes ont différentes origines (eaux de surfaces, eaux souterraines). La wilaya de Boumerdes est alimentée en eau par :

- Le barrage de Taksebt (Tizi-Ouzou)
- Le barrage de Keddara (Boudouaou)
- Le barrage de Ammal (Boumerdes)
- La station de dessalement de Cap Djinet
- Une nouvelle station de dessalement de Corso

Notre zone d'étude « Ville de Zemmouri » est alimentée par le réservoir d'EL BOR situé dans les hauteurs de la commune.

- La dotation en eau potable est environ 160 l/j/hab.

1.6 -Conclusion

Après avoir exposé les caractéristiques de notre zone d'étude, nous avons procédé à une analyse détaillée de l'état actuel des réseaux d'assainissement des eaux usées et pluviales, qui présentent des signes de vétusté. Cette évaluation a été réalisée pour identifier les problèmes et les dysfonctionnements qui affectent ces systèmes d'assainissement en place. Le prochain chapitre se concentrera sur une étude de diagnostic visant à répertorier et à localiser les diverses anomalies identifiées. Par la suite, nous proposerons des approches appropriées pour remédier à ces problèmes, assurer le bon fonctionnement du réseau, et garantir la durabilité des ouvrages.

Chapitre -2-

PRESENTATION DU RESEAU

PRESENTATION DU RESEAU

2.1 -Introduction

Les problèmes et les anomalies qui peuvent perturber le bon fonctionnement du système d'évacuation requièrent une enquête approfondie et l'application de diverses mesures correctives.

Les enquêtes diagnostiques reposent principalement sur des inspections sur site et visent à examiner les éléments non conformes qui représentent un risque pour l'environnement ou le fonctionnement des systèmes existants.

Fondamentalement, un système d'assainissement urbain remplit trois fonctions essentielles :

- La fonction de gestion des eaux pluviales et usées pour préserver l'environnement urbain en temps de pluie ou de temps sec.
- La fonction de stabilisation des structures et ouvrages du système.
- La fonction de protection de l'environnement naturel.

L'évaluation diagnostique sert de baromètre de l'efficacité et de la durabilité du système d'assainissement. Elle fournit aux responsables des outils de prise de décision pour garantir le fonctionnement optimal du réseau, qu'il pleuve ou qu'il fasse sec.

Le but de ce chapitre est d'identifier les caractéristiques du réseau existant afin de choisir les techniques et méthodes appropriées pour le contrôle et la résolution des anomalies signalées au cours de la gestion.

2.2 -Reconnaissance approfondie du système d'assainissement existant :

Il L'objectif ici est de recueillir des données sur les dysfonctionnements et les incidents survenus dans le réseau. L'objectif principal de cette reconnaissance est d'identifier les collecteurs nécessitant une intervention.

Notre zone d'étude, la "Ville de Zemmouri", compte une population de 21720 habitants et s'étend sur une superficie de 145 hectares, drainée par un réseau de collecteurs. Cette zone se caractérise par une imperméabilité significative, des pentes de terrain de 1 à 3 % et une intensité

pluviométrique d'environ 100 litres par seconde par hectare.

Selon un schéma du réseau d'assainissement, qui peut nécessiter une mise à jour, ce réseau est composé de collecteurs en béton armé (B.A) avec des diamètres variant de Ø 300 mm à Ø 1200 mm pour les eaux usées et pluviales, ces eaux sont acheminées vers une station d'épuration.

2.2.1- Etat des collecteurs

Notre réseau, qui est vétuste et présente des défaillances, rencontre divers problèmes pendant son fonctionnement. Parmi ces problèmes, nous notons des débordements en surface,

L'état des collecteurs du réseau présente des fissurations, des fûts d'emboîtement endommagés, ainsi que des dislocations au niveau des emboîtements. Les résultats du diagnostic de notre zone d'étude sont basés sur des recherches et des informations recueillies concernant l'état actuel de certains collecteurs du réseau. Suite à des visites sur le terrain, nous avons identifié les problèmes suivants :

- Présence de collecteurs cassés, déplacés et de joints déboîtés.
- Apparition de fissures longitudinales sur les collecteurs.
- Pénétration de racines à travers les joints des collecteurs, favorisant ainsi l'infiltration des eaux parasites dans notre réseau ou leur éjection vers le sol environnant.
- Un manque flagrant d'entretien périodique du réseau, ce qui accroît le risque de colmatage prématuré des collecteurs.
- Accumulation de dépôts au niveau des collecteurs.
- Présence de collecteurs partiellement envahis par des sédiments et endommagés.
- Les collecteurs contiennent des dépôts provenant des avaloirs.

2.2.2-*Etat des bouches d'égout et avaloirs :*

Concernant l'état des bouches d'égout et des avaloirs :

L'évacuation des eaux pluviales se fait par le biais de bouches à grille et d'avaloirs placés en amont aux points de collecte. Ces ouvrages sont responsables du drainage des surfaces revêtues et des voies urbaines. Leur capacité d'engouffrement varie de 10 à 50 litres par seconde.

En ce qui concerne les canalisations existantes, elles sont principalement en amiante-ciment ou en PVC pour les diamètres de 300 mm et 400 mm. Pour les diamètres supérieurs à 400 mm, les canalisations sont en béton armé, notamment pour les diamètres de 500 mm, 600 mm, 800 mm et 1000 mm.

2.2.3-*Etat des regards*

Le réseau d'assainissement de la zone "Ville de Zemmouri" est composé de 163 regards, qu'il s'agisse de regards de visite ou de regards de jonction. Toutefois, lors de nos inspections, nous avons relevé plusieurs anomalies au niveau de ces regards :

- Certains regards présentent des profondeurs anormales atteignant jusqu'à 5 mètres, avec des espacements variables allant de 5,5 mètres à 80 mètres entre eux.
- Des regards cassés, sans tampon, couvert du goudron.



Figure 2.1 : regard en ville

2.2.4-L'endroit des rejets

❖ Rejet des eaux usées :

Les eaux usées sont acheminées vers la station d'épuration de Zemmouri.

La station d'épuration de Zemmouri La station d'épuration de Zemmouri a été construite sur un terrain autrefois utilisé à des fins agricoles, situé dans la commune de Zemmouri, au sud-ouest de la wilaya de Boumerdes. Cette installation occupe une superficie totale de 6036.30 mètres carrés. (Figure 2.2)

Après le traitement de ces eaux, ils sont rejetées dans OUED ARAARA ensuite vers la mer.



Figure 2.2 : La station d'épuration

2.2.5-Etat des caniveaux

Les caniveaux sont situés le long du trottoir, conçus pour recueillir les eaux de ruissellement grâce aux bouches d'égout, et ils permettent le transport en surface des eaux pluviales vers les bouches et les avaloirs. La surface d'écoulement des caniveaux est fortement érodée.

2.2.6- Les déversoirs d'orage

Le système d'évacuation comporte un déversoir d'orage latéral situé au niveau de la STEP.

2.5 -Conclusion

Ce chapitre offre une description approfondie du système d'assainissement de type latéral, qui a été mis en place de manière non réglementée. En conséquence, les chaussées et les habitants souffrent à cause de ce système vétuste. Cette situation représente une anomalie significative qui incite les ingénieurs à envisager une variante plus efficace.

Chapitre -3-

DIAGNOSTIC DU RESEAU D'EVACUATION

DIAGNOSTIC DU RESEAU D'EVACUATION

3.1- Introduction

Les enquêtes de diagnostic peuvent être entreprises de manière proactive ou suite à la détection d'un défaut. Leur objectif est de détecter, interpréter, surveiller et résoudre les anomalies. Par conséquent, il est essentiel de fournir une description approfondie de la cause du problème observé.

Suite à des visites sur site, des diagnostics du système existant ont été réalisés pour identifier ces anomalies et améliorer l'état du réseau existant. Ces améliorations peuvent inclure la modernisation ou le redimensionnement du réseau si cela s'avère nécessaire.

Ces travaux ciblent les anomalies identifiées dans le réseau d'assainissement existant, ainsi que les problèmes liés à la rétention ou à l'évacuation des eaux usées, tout en prenant en compte les travaux spécifiques nécessaires.

3.2 -Objectifs

La détection des problèmes et des anomalies du réseau implique une inspection visuelle directe ou indirecte à l'aide de caméras pour évaluer l'état interne des structures. Ces vérifications visuelles ou télévisuelles visent à évaluer la fonctionnalité et la structure de l'infrastructure. Il est essentiel d'identifier les défauts et les anomalies locaux de manière précise et de les documenter de manière certifiée.

3.3 -Cas de diagnostic utilisé :

3.3.1 -Le pré-diagnostic

Une fois les données collectées, une vérification des réseaux et des structures est effectuée, et la planification ainsi que la cartographie du système sont mises à jour. L'objectif principal de ce diagnostic préliminaire est de mettre en évidence les vulnérabilités du système d'assainissement et de comprendre les impacts potentiels sur l'environnement récepteur.

3.3.2- Vérification de l'état et Contrôle du bon fonctionnement

L'inspection de l'état de notre réseau exige une visite sur site, qui a pour objectif de vérifier

plusieurs aspects, notamment :

L'état de nos ouvrages, tels que les canalisations, les regards, et les dispositifs de collecte des eaux.

L'accessibilité aux ouvrages, notamment la vérification des tampons et des regards pour s'assurer qu'ils sont en bon état et qu'ils peuvent être ouverts facilement.

L'écoulement des eaux jusqu'au dispositif de relevage, en s'assurant que le réseau fonctionne correctement et qu'il n'y a pas d'obstructions ou de problèmes d'écoulement.

L'identification des eaux parasites, généralement causées par des ouvrages présentant des fuites ou des problèmes d'étanchéité.

La nature des rejets d'eaux de toutes natures, y compris les eaux usées et pluviales, qui peuvent être le résultat de faux branchements ou d'une mauvaise gestion des eaux.

Ces inspections sur le terrain sont essentielles pour évaluer l'état général du réseau d'assainissement et identifier les problèmes potentiels qui nécessitent des interventions ou des améliorations.

3.3.2.1- Les techniques d'auscultation des ouvrages

Pour effectuer un diagnostic complet du réseau, plusieurs techniques d'auscultation sont disponibles. Dans notre cas, nous avons principalement utilisé l'inspection télévisée à l'aide d'une caméra pour explorer l'intérieur des collecteurs non visitables et évaluer l'état et le fonctionnement du réseau.

En outre, nous avons également eu recours aux techniques suivantes :

- Contrôle des branchements d'assainissement en utilisant un dispositif fumigène, permettant de détecter d'éventuelles fuites ou anomalies dans les branchements.
- Contrôle des branchements en injectant un colorant pour tracer le parcours des eaux et détecter les éventuels croisements ou infiltrations anormales.
- Ces méthodes nous ont permis de recueillir des informations détaillées sur l'état de quelques collecteurs et des regards, ce qui est résumé dans le tableau 3.1 pour une meilleure compréhension.

Tableau 3.1: La description des collecteurs et des regards

Numéro Regard	Nature du collecteur	Situation du regard	Distances entre les regards [m]	Observations
1	Béton armé	Sous la chaussée	-	--
2			35	Pas de problème.
3			45	Pas de problème.
4			45	Nécessite un curage
6			55	Nécessite un curage
7			40	Nécessite un curage
8			60	Regard sans tampon
9			30	Présence des dépôts nécessitant un curage
10			35	trois branchements de diamètre différents
11			35	Regard plein de dépôts, contre pente
12			40	Nécessite un curage, contre pente
13			35	Regard sans tampon Nécessite un curage, contre pente
14			20	Nécessite un curage
15			35	Nécessite un curage
16			20	regard sans tampon
17			35	Dépôt de sable, Regard sans tampon
18			20	Regard plein de dépôts, contre pente, Dépôt de sable, 2 branchements
19			40	Regard sans tampon Nécessite un curage
20			25	Regard sans tampon
21			40	Dépôt de sable
22			30	Un branchement d'une avaloire en PVC de diamètre 300, Nécessite un curage

Numéro Regard	Nature	Situation	Distances entre les regards	Observations
23	Béton armé	Sous la chaussée	40	Regard sans tampon
24			35	Présence des dépôts nécessitant un curage.
25			45	Nécessite un curage
26			35	Regard sans tampon
27			55	--
28			35	Nécessite un curage
29			40	Nécessite un curage
30			35	--
31			35	Regard sans tampon
32			35	Nécessite un curage
33			40	Nécessite un curage
34			35	Regard sans tampon
35			35	Nécessite un curage
36			35	Nécessite un curage
37			40	regard sans tampon
38			45	--
39			50	--
40			35	Regard sans tampon
41			40	Nécessite un curage
42			45	Regard sans tampon
43			35	--

3.4- Résultat du diagnostic:

Le diagnostic partiel du réseau a révélé de nombreuses anomalies qui contribuent au dysfonctionnement général de celui-ci. Voici une liste des principales anomalies identifiées :

- Détérioration des parois intérieures des collecteurs.
- Fissurations variées et plus ou moins étendues dans la plupart des collecteurs, indiquant la présence d'eaux parasites observées au niveau des regards et à l'exutoire.
- Regards complètement colmatés et certains partiellement obstrués.
- Déversement des eaux usées sur la voie publique en raison de dépôts importants dans les collecteurs.
- Absence de revêtement bitumineux sur certaines voies, entraînant la mise au jour des regards en surface de la chaussée et favorisant le ruissellement de dépôts vers les collecteurs.
- Plusieurs regards sans tampons, visibles dans les chaussées non goudronnées.
- Problèmes d'odeurs désagréables et de prolifération des moustiques.
- Détérioration de la conduite, compromettant la pérennité des ouvrages.
- Nuisances environnementales telles que la présence de déchets solides de toutes sortes transportés par les effluents et introduits par les bouches d'égout.
- Problème des regards avec des tampons soudés, entravant la gestion du réseau.
- Inondation de certains avaloirs et regards.
- Problèmes de regards situés sous la chaussée.
- Présence de branchements illicites provenant d'agglomérations voisines.

Ces anomalies nécessitent une intervention immédiate pour remédier aux problèmes de fonctionnement du réseau d'assainissement existant.

3.5 -Recommandation:

Après analyse nous recommandons à ce que :

- Les collecteurs de 800 mm et 1200 mm de diamètre, d'une longueur totale de 834 m, qui acheminent les eaux vers la STEP sont en excellent état et ne nécessitent aucune intervention de réparation ou de remplacement.

Face à l'état actuel du réseau d'assainissement, deux options sont recommandées :

- Amélioration des performances des collecteurs problématiques de la zone Ouest

grâce à diverses techniques de réhabilitation disponibles.

- Par mesure de précaution et pour garantir la pérennité, une variante de secours consiste à rénover complètement l'ensemble du réseau.

Ces deux approches visent à résoudre les problèmes actuels et à assurer le bon fonctionnement du réseau d'assainissement.

3.6- Conclusion :

Après un diagnostic partiel approfondi, il est clair que notre réseau d'assainissement présente généralement un état vétuste, à l'exception de quelques tronçons en bon état. Les résultats du diagnostic indiquent que certains tronçons nécessitent une réhabilitation localisée en raison de fissures, de décollement de l'enduit de ciment de protection, de dislocation des joints, etc. D'autres tronçons montrent des signes de fissuration sévère et pourraient nécessiter une rénovation totale ou une opération de gainage délicate.

Par mesure de précaution et de prévention, nous proposons également une variante de réseau qui servirait de projet de secours. Cette approche vise à garantir la sécurité et la fiabilité du réseau d'assainissement dans le futur.

Chapitre -4-

METHODES ET NATURE DE REHABILITATION

METHODES ET NATURE DE REHABILITATION

4.1-Introduction

Ce chapitre se consacre à l'étude des méthodes et de la nature de la réhabilitation des réseaux d'assainissement, une étape cruciale dans le maintien de ces infrastructures essentielles. Il explore les diverses stratégies, techniques et approches utilisées pour restaurer la fonctionnalité des réseaux d'assainissement, en prenant en compte les spécificités de chaque cas.

Ce chapitre examine les principales méthodes de réhabilitation utilisées dans le domaine de l'assainissement, qu'il s'agisse de réparations mineures, de rénovations majeures, de réfections complètes ou de mises à niveau technologiques. Il explore également la nature de ces travaux, en tenant compte des matériaux, des techniques de construction, des équipements et des innovations qui sont couramment employés dans le processus de réhabilitation.

4.2-Objectifs des travaux de réhabilitation

4.2.1- Restauration de la fonctionnalité: L'objectif fondamental des travaux de réhabilitation est de restaurer la fonctionnalité du réseau d'assainissement. Cela implique de résoudre les problèmes existants, tels que les obstructions, les fuites, les défaillances structurales, et de s'assurer que le réseau peut fonctionner efficacement pour collecter et traiter les eaux usées et les eaux pluviales.

4.2.2- Durabilité et résilience : La durabilité et la résilience sont des objectifs importants. Les travaux de réhabilitation peuvent intégrer des pratiques durables, telles que l'utilisation de matériaux écologiques, la conception de systèmes résistants au changement climatique et la réduction de l'empreinte environnementale.

4.2.3- Conformité réglementaire : La réhabilitation vise souvent à garantir la conformité aux réglementations et aux normes en matière d'assainissement. Cela peut inclure la mise en conformité avec des exigences environnementales, sanitaires et de sécurité.

4.2.4- *Optimisation des coûts* : Un objectif clé est d'optimiser les coûts tout en garantissant une réhabilitation efficace. Cela implique de minimiser les dépenses tout en maximisant les avantages à long terme.

4.2.5- *Minimisation des interruptions* : Les travaux de réhabilitation doivent être planifiés de manière à minimiser les interruptions pour les résidents, les entreprises et les activités urbaines. Il est essentiel de maintenir le fonctionnement du réseau autant que possible pendant les travaux.

4.3- Les techniques de réhabilitation : généralités [1]

Les techniques de réhabilitation des réseaux d'assainissement sont essentielles pour maintenir ces infrastructures vitales en bon état de fonctionnement, prolonger leur durée de vie utile et répondre aux besoins changeants des collectivités urbaines. Voici quelques techniques de réhabilitation utilisées dans le domaine de l'assainissement :

- *Les techniques ponctuelles.*

- *Les techniques non structurantes*

Les techniques de réhabilitation non structurantes visent à restaurer ou à améliorer la fonction des canalisations sans modifier leur structure physique ni nécessité de creusement de tranchées. Ces méthodes sont couramment utilisées pour prolonger la durée de vie des canalisations tout en minimisant les perturbations de surface. Voici quelques techniques :

- *Chemisage par gainage* : il: Cette technique consiste à insérer un tube en matériau composite ou en polymère à l'intérieur de la conduite existante. Le tube s'adapte à la forme de la conduite existante et renforce sa structure, réduisant ainsi les fuites et les obstructions.

-

- *Lining de joint* : Cette méthode consiste à sceller les joints entre les sections de conduite pour prévenir les fuites. Elle peut être utilisée pour réduire les infiltrations d'eau dans les conduites.

-

- *Infiltration de résine* : Cette technique consiste à injecter de la résine à durcissement rapide dans les fissures et les joints de la conduite pour les sceller. Cela renforce la structure de la conduite et réduit les fuites.

- *Les techniques continues* : ce sont des méthodes qui visent à rénover ou à renforcer en continu la conduite existante sur de longues distances sans avoir besoin de joints ou de raccords fréquents. Ces méthodes sont utilisées pour améliorer la durabilité, la résistance et l'efficacité des conduites tout en minimisant les perturbations. une réhabilitation complète du tronçon, comme :
- *Chemisage continu en spirale* : Cette technique consiste à appliquer un revêtement continu en spirale à l'intérieur de la conduite existante à l'aide d'un équipement spécialisé. Le revêtement en spirale renforce la structure de la conduite, réduit les risques de corrosion et améliore l'efficacité hydraulique.
- *Les techniques structurantes* : impliquent des modifications structurelles significatives des conduites existantes ou la construction de nouvelles infrastructures pour remplacer ou renforcer les systèmes existants. Ces méthodes sont souvent utilisées lorsque les conduites existantes sont gravement endommagées

4 -Techniques pour les collecteurs non visitables [1]

Les collecteurs non visitables, également connus sous le nom de collecteurs sans regard, sont des conduites d'assainissement souterraines qui ne disposent pas d'accès direct pour l'inspection, la maintenance ou la réhabilitation. Leur réhabilitation peut être un défi, car il n'est pas possible d'entrer physiquement à l'intérieur de ces conduites. Cependant, il existe des techniques spécifiques pour réhabiliter les collecteurs non visitables. Tout avant faut faire des inspections et du nettoyage pour pouvoir commencer.

Inspection à distance par caméra: L'utilisation de caméras d'inspection à distance est l'une des méthodes les plus courantes pour évaluer l'état des collecteurs non visitables. Ces caméras sont conçues pour être insérées dans les conduites par les ouvertures existantes (par exemple, les avaloirs) et peuvent fournir des images en temps réel de l'intérieur de la conduite. Cela permet de détecter les problèmes tels que les obstructions, les fissures, les infiltrations et les déformations.

Mesures de débit et de niveau : Les capteurs de débit et de niveau peuvent être installés à plusieurs endroits le long du collecteur non visitable pour surveiller le débit des eaux usées et le niveau d'eau. Ces données peuvent aider à identifier les zones de blocage ou de restriction du flux.

Méthodes de nettoyage : Si des obstructions sont détectées, des méthodes de nettoyage telles que le dégagement au jet d'eau à haute pression peuvent être utilisées pour éliminer les accumulations de débris ou de sédiments.

Réhabilitation par chemisage : Lorsque des réparations structurelles sont nécessaires, le chemisage peut être une option. Un nouveau tuyau en matériau composite est inséré dans la conduite existante et durci en place pour renforcer la structure.

Chimie de réhabilitation : Certaines techniques de réhabilitation chimique peuvent être utilisées pour traiter et réparer les conduites non visitables. Par exemple, l'injection de résines spéciales peut sceller les fissures et les joints.

Passant aux procédés de réhabilitation :

- **Procédés non destructifs**

- Injections ponctuelles d'étanchement,
- Manchette (chemisage partiel) ou Chemisage continu,
- Tubage,

- **Procédés destructifs**

- Mange tube,
- Éclate tuyau.

4.6.2-Injections ponctuelles d'étanchement [3]

Cette technique permet de prévenir les infiltrations d'eau indésirables dans les réseaux d'assainissement, ce qui peut entraîner des problèmes d'inondations, de corrosion et de dégradation des infrastructures. Voici comment les injections ponctuelles d'étanchéité sont appliquées dans le contexte de la réhabilitation des réseaux d'assainissement :

Inspection préalable : Avant d'entreprendre des injections ponctuelles d'étanchéité, une inspection approfondie du réseau d'assainissement est réalisée pour identifier les zones problématiques. Cela peut inclure la détection des fissures, des joints défectueux, des points d'infiltration d'eau et d'autres défauts.

Préparation des zones à traiter : Les zones identifiées comme nécessitant des injections ponctuelles d'étanchéité sont préparées en nettoyant soigneusement la surface

de la conduite. Les débris, les dépôts et les obstructions éventuelles sont éliminés pour assurer une adhérence optimale des matériaux d'injection.

Choix du matériau d'injection : Le matériau d'injection approprié est sélectionné en fonction de la nature des défauts et de l'environnement. Les matériaux couramment utilisés incluent les résines époxy, les résines polyuréthane, les mortiers spéciaux, etc.

Injection des matériaux d'étanchéité : Le matériau d'injection est injecté à haute pression dans les fissures, les joints ou les points faibles des conduites. Il remplit les vides et crée une barrière étanche pour empêcher l'eau d'entrer. La pression d'injection peut être ajustée en fonction des besoins.

Durcissement et vérification : Une fois les injections terminées, le matériau d'étanchéité est laissé durcir selon les spécifications du fabricant. Des tests d'étanchéité et d'efficacité peuvent être réalisés pour vérifier que les infiltrations d'eau ont été éliminées.

4.6.3-La manchette ou chemisage partiel [2]

La manchette ou chemisage partiel, c'est de construire un tuyau neuf à l'intérieur du canal dégradée, sans ouverture de tranchée, entre deux regards.

La manchette, d'une longueur variable, est utilisée pour remédier de manière ciblée aux défauts de structure et d'étanchéité, tels que ; les fissures longitudinales, les fissures de forme circulaire, les microfissures, ainsi que les joints qui sont désolidarisés, la condamnation des branchements, les tranches d'arbres.

4.6.4-Le chemisage continu [2]

Le chemisage continu, également connu sous le nom de "Cured-In-Place Pipe" (CIPP) en anglais, est une technique de réhabilitation des conduites qui implique l'insertion d'un liner continu imprégné de résine dans la canalisation existante. Une fois en place, ce liner est durci pour former une nouvelle paroi intérieure, renforçant ainsi la canalisation et rétablissant son étanchéité. Cette méthode est largement utilisée pour la réhabilitation des conduites d'assainissement, d'eau potable et d'autres infrastructures souterraines.

4.6.5- Le tubage [2]

Le tubage, également connu sous le nom de "pipe bursting" en anglais, est une technique de réhabilitation des conduites souterraines qui consiste à remplacer une canalisation existante

en la poussant hors de son emplacement tout en installant simultanément une nouvelle conduite à sa place. Cette méthode est souvent utilisée pour remplacer les conduites d'eau, d'assainissement et de gaz vieillissantes ou défectueuses.

4.6.5.1-Tubage par enroulement hélicoïdal [3]

Le tubage par enroulement hélicoïdal est une technique de réhabilitation des conduites souterraines qui implique l'enroulement d'un revêtement continu, souvent en matériau composite renforcé de fibres, à l'intérieur de la canalisation existante pour renforcer sa structure et restaurer son intégrité. Cette méthode est couramment utilisée pour la réhabilitation des conduites d'eau, d'assainissement et de gaz.

4.6.5.2-Tubage par tube prédéformé [4]

Le tubage par tube prédéformé est une technique de réhabilitation des conduites souterraines qui implique l'installation d'un tube prédéformé à l'intérieur de la canalisation existante pour renforcer sa structure et restaurer son intégrité. Ce tube prédéformé est généralement en matériau plastique ou composite et est expansé pour s'adapter aux parois de la conduite existante.

4.6.5.3-Assemblage de tubes courts ou longs [5]

L'assemblage de tubes courts ou longs est une technique utilisée dans la construction et la réhabilitation des réseaux de canalisations pour créer des conduites de longue portée en reliant plusieurs segments de tubes. Cette méthode est couramment employée dans les réseaux d'eau, d'assainissement, de gaz, ou encore dans l'industrie pétrolière et gazière pour former des pipelines.

4.6.6-L'éclate tuyau [5]

L'éclatement de tuyau, également connu sous le nom de "pipe bursting" en anglais, est une technique de réhabilitation des conduites souterraines qui consiste à remplacer une canalisation existante en insérant une tête d'éclatement munie d'un dispositif de forage à travers la conduite existante. Cette méthode casse la canalisation existante tout en installant simultanément une nouvelle conduite à sa place.

4.7- Réhabilitation en tranchée ouverte

La réhabilitation en tranchée ouverte est une méthode traditionnelle de réparation, de remplacement ou de rénovation des conduites souterraines, dans laquelle une tranchée est creusée pour exposer la canalisation existante. Cette méthode permet d'accéder facilement à la canalisation pour effectuer les travaux nécessaires.

4.8 - Techniques de réhabilitation inclus dans notre étude

D'après l'état de notre réseau, nous suggérons les techniques de réhabilitation citées dans le tableau 4.1

Tableau 4.2: techniques de réhabilitation

<i>Tr</i>	<i>Les anomalies</i>	<i>Le procédé</i>	<i>Les techniques utilisées</i>
-R1 à R8	-dépôt en radier. -pénétration légère des racines.	-Réparation ponctuelle	Rectification des défauts localisés à l'aide d'un robot multifonction. Injection d'étanchéité pour prévenir les fuites et renforcer l'intégrité des conduites.
- R8 à R18	-contre pente -dépôt en radier. -pénétration légère des racines. -Nombreuses fissures	-Réparation ponctuelle -Rénovation	- robot multifonction. -chemisage partiel. -remplacer par des tronçons neufs
- R18 à R24	-dépôt en radier. -présence de sable.	-Réparation ponctuelles	La rectification des défauts localisés, notamment la rénovation des regards détériorés
- R24 à R31	-dépôt en radier. - collecteurs fissurés	-Réparation ponctuelle -Rénovation	la réparation des fissures, le nettoyage des débris

- R31 à R103	-faibles pente, dépôt en radier -pénétration légère des racines.	-Réparation ponctuelle	renovation de l'étanchéité si nécessaire
--------------	---	------------------------	--

<i>tronçon</i>	<i>Les anomalies repérées sur les tronçons</i>	<i>Le procédé</i>	<i>Les techniques proposées</i>
- R103 à R43	-pénétration légère des racines.	-Réparation ponctuelle	- la réparation des fissures, le nettoyage des débris
- R44 à R66	-de nombreux branchements sont encombrés par des dépôts durs. -regard colmaté.	-Réparation ponctuelle -renouvellement	-Rectification des défauts localisés (robot multifonction). utilisant une partie de l'ouvrage existant pour améliorer l'état du collecteur -chemisage partiel.
- R117 à R128	-regard colmaté. - pénétration légère des racines. -Nombreuses fissures.	- Réparation ponctuelle	rectification des défauts localisés. -tubage après éclatement. -chemisage partiel.
R101 à R92	-contre pente -dépôt en radier. -pénétration légère des racines.	-Réparation ponctuelle	- robot multifonction. -chemisage partiel.
- R76 à R89 (STEP)	-Réseau rénové neuf pas d'anomalies détectées.	/	/

4.9 - Conclusion

Il est donc crucial, dans le cadre de notre étude de réhabilitation, de préciser clairement les objectifs du traitement requis. Les techniques de maintenance, également appelées réparations ponctuelles, sont particulièrement adaptées dans certains cas. Cependant, si l'objectif est de rénover complètement une canalisation entre deux regards, en incluant des tests d'étanchéité, il est préférable d'opter pour les techniques de réhabilitation continue et de remplacement. Il est important de noter qu'il n'est pas techniquement approprié de comparer un projet de réparations ponctuelles à un projet de réhabilitation, car les objectifs et les méthodes diffèrent considérablement.

Dans un souci de sécurité à long terme de nos réseaux, nous envisageons également une autre variante de réseau, pour un nouveau système.

Chapitre -5-

CALCUL DE BASE POUR LA VARIANTE PROPOSEE

CALCUL DE BASE POUR LA VARIANTE PROPOSEE

5.1-Introduction

L'assainissement englobe une gamme diversifiée d'infrastructures et de solutions, allant des réseaux d'égouts aux systèmes de traitement des eaux usées, en passant par la collecte des eaux pluviales. Au cœur de chaque projet d'assainissement, se trouve la nécessité de choisir la variante optimale qui répond aux besoins spécifiques de la communauté tout en prenant en compte les contraintes budgétaires, environnementales et techniques.

Ce chapitre représente le fondement de cette démarche. Il consiste en une analyse rigoureuse, basée sur des données quantitatives, qui permet d'évaluer les différentes options envisageables pour un projet d'assainissement. Ces calculs sont essentiels pour éclairer les décideurs, les ingénieurs et les urbanistes dans leur quête d'une solution optimale.

5.2-Situation démographique

L'étude de la situation démographique est une démarche fondamentale pour comprendre l'évolution de la population d'une région. L'estimation du nombre d'habitants futur de la ville de Zemmouri est calculée suivant un taux d'accroissement de 2,1% donné par l'APC (tableau 5.1)

Tableau. 5.1 : détermination de la population pour 2048

Horizon	population	population
	2022	2048
Zemmouri ville (Chef lieu)	21720	36518

5.3-Découpage de l'aire d'étude en surfaces élémentaires à drainer :

Le bassin versant, aussi appelé bassin hydrographique ou bassin versant fluvial, est une notion fondamentale en hydrologie et en géographie physique. Il s'agit de la zone de terre qui draine toutes les eaux de surface et les précipitations vers un point d'exutoire commun. Le concept de bassin versant est essentiel pour comprendre la circulation de l'eau à travers le paysage et la manière dont les précipitations se transforment en écoulements de surface.

Le découpage du site en surfaces élémentaires doit être fait selon :

-La nature des sols ;

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

Dans notre projet ; le découpage des surfaces à drainer se fait selon la densité des habitations et les routes et voiries existantes ou à la limite les pentes et les contres pentes.

5.4 - Choix du système d'assainissement

Notre système unitaire est utile pour montrer les évolutions au fil du temps. Nous concluons que le choix de notre système de réseau se fait sur la base de différents paramètres essentiels liés à :

- La densité de la population.
- Conception simple.
- Aspect économique.
- Les infrastructures existantes.
- Les contraintes environnementales.
- Les réglementations locales.

Pour notre commune, nous avons constaté que les eaux usées sont moins importantes que les eaux pluviales, nous avons choisi un système unitaire qui évacue les eaux usées et pluviales vers la station d'épuration.

5.5- Détermination du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement d'une surface donnée est défini comme étant le rapport du volume d'eau qui ruisselle sur le volume tombé sur le bassin considéré. Il a une influence importante dans l'évaluation des débits de pointe pluviaux qui servent au dimensionnement du réseau.

Ce coefficient a la possibilité de faire varier le débit d'eau pluviale du simple au double, c'est pour cela que lors du découpage des surfaces drainées il faut que ces derniers soient aussi homogènes que possible, pour minimiser les erreurs commises sur l'évaluation du coefficient de ruissellement.

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

- Capacité d'Infiltration.
- Utilisation du Terrain.
- Pente du Terrain.
- Type de Surface
- Le mode d'occupation du sol ;
- La densité de la population ;
- La durée de pluie ;
- L'humidité de l'air.

Il y a plusieurs approches pour estimer de manière empirique le coefficient de ruissellement pondéré en utilisant divers facteurs d'influence. Parmi ces méthodes, on peut mentionner :

5.5.1- Coefficient de ruissellement pondéré :

En utilisant cette méthode empirique, il est possible de calculer le coefficient de ruissellement pondéré en prenant en considération le degré d'imperméabilisation, la durée des précipitations et la topographie, notamment la pente.

$$C_{rp} = \frac{0,98t}{4,53 + t} p + \frac{0,78t}{31,17 + t} (1 - p)$$

Où : C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré

t : temps écoulé à partir du début de la précipitation en heure

p : pourcentage de surface imperméabilisée ≤ 1 .

t_c : temps de concentration de la surface drainée.

5.5.2- Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation : [6]

Les coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation peuvent varier en fonction des régions et des normes spécifiques, et les valeurs exactes peuvent être déterminées par des études hydrologiques locales. Cependant, voici quelques références générales qui donnent une idée des coefficients de ruissellement en fonction des catégories d'urbanisation :

Zone Rurale ou Naturelle :

Coefficient de ruissellement (C) : Faible (0,10 - 0,20)

Zone Résidentielle Légère :

Coefficient de ruissellement (C) : Modéré (0,30 - 0,40)

Zone Résidentielle Dense ou Commerciale :

Coefficient de ruissellement (C) : Élevé (0,50 - 0,70)

Zone Industrielle ou Urbaine Très Dense :

Coefficient de ruissellement (C) : Très élevé (> 0,70)

5.5.3- Détermination de coefficient de ruissellement pondéré :

Dans notre contexte pratique, il devient souvent complexe et délicat de calculer un coefficient moyen pondéré en utilisant la relation suivante. Lorsque la zone à drainer est composée de multiples aires élémentaires, notées "Ai", auxquelles nous attribuons des coefficients de ruissellement "Cri", nous avons opté pour une estimation approximative du coefficient moyen pondéré en tenant compte de la nature des surfaces élémentaires. (Tableau 5.2)

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

Avec : A_i : surface élémentaire à drainer (ha)

A : surface totale en (ha) [$A=145,38$ ha]

C_{ri} : coefficient de ruissellement partiel

C_{rp} : coefficient de ruissellement total pondéré

$$\text{Application numérique : } C_{rp} = \frac{111,3}{145,38} = 0,77 \quad C_{rp}=0,77$$

5.5.4- Calcul du nombre d'habitants pour chaque surface à drainer :

En l'absence de données précises sur le nombre exact d'habitants de chaque surface, nous suivons les étapes suivantes pour parvenir à une estimation :

Nous évaluons le coefficient de ruissellement de chaque surface.

Nous calculons le coefficient de ruissellement pondéré total.

Nous déterminons la densité partielle de chaque surface.

Nous en déduisons le nombre approximatif d'habitants dans chaque zone élémentaire à drainer.

La détermination du coefficient de ruissellement pondéré, noté "C_{rp}", sert à résoudre cette difficulté. Cependant, il est important de noter que cette pondération peut entraîner une sous-estimation ou une surestimation du coefficient de ruissellement, ce qui peut avoir un impact sur le débit résultant.

- *Calcul de la densité partielle :*

$$D_i = \frac{C_{ri} \cdot P_t}{C_{rp} \cdot A}$$

Avec : D_i : densité partielle pour chaque sous bassin (hab / ha)

P_t : nombre total d'habitants (hab.) à l'horizon 2048 = 36518 hab.

- *calcul du nombre d'habitants correspondant à chaque surface :*

$$P_i = D_i \cdot A_i$$

D' OÙ: C_{ri} : coefficient de ruissellement pour chaque surface.

A_i : surface élémentaire (ha).

D_i : densité partielle (hab/ha).

Les résultats de calcul du nombre d'habitants de chaque surface élémentaire à l'horizon futur, sont reportés dans le tableau (5.2).

Tableau 5.2 : Détermination du nombre d'habitants à l'horizon 2048

N° de surface élémentaire	Surface élément. (Ai), (ha)	Cri	Cri*Ai	Population		
				Densité Di	Nombre d'habitants Ai*Di (hab)	Cumulé hab
1	8	0,4	3,2	130	1040	1040
2	9,5	0,4	3,8	130	1235	2275
3	9,99	0,8	7,99	261	2607	4882
4	10,1	0,5	5,05	163	1646	6528
5	6,2	0,7	4,34	228	1414	7942
6	5,02	0,8	4,02	261	1310	9252
7	10,04	0,8	8,03	261	2620	11872
8	2,88	0,7	2,01	228	656	12528
9	5,68	0,75	4,26	245	1392	13920
10	5,84	0,8	4,67	261	1524	15444
11	9,78	0,8	7,82	261	2552	17996
12	2,42	0,8	1,93	261	631	18627
13	5,07	0,8	4,06	261	1323	19950
14	5,43	0,9	4,89	294	1596	21546
15	2,15	0,8	1,72	261	561	22107
16	4,26	0,75	3,2	245	1043	23150
17	8,95	0,8	7,16	261	2335	25485
18	4,24	0,8	3,39	261	1106	26591
19	1,51	0,9	1,36	294	444	27035
20	5,59	0,9	5,03	294	1643	28678
21	2,43	0,75	1,82	245	595	29273
22	1,37	0,75	1,03	245	336	29609
23	3,24	0,8	2,6	261	846	30455
24	7,74	0,7	5,41	228	1765	32220
25	2,99	0,6	1,8	196	586	32806
26	8,24	0,9	7,41	294	2534	35340
27	4,72	0,7	3,3	228	1178	36518

5.6 Données hydrologiques

Tableau 5.3: Identification de la station de Reghaia

Nom	Code	X (km)	Y (km)	Z(m)
Station de Reghaia	020632	557.8	382.25	20

(Source : ANRH)

5.6.1. Calcul de l'intensité de pluie de durée 15 minutes et de période de retour de 10 ans :

Pour estimer l'intensité des précipitations en fonction de la durée et de la période de retour, la méthode la plus couramment utilisée repose sur l'utilisation des courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF). Ces courbes sont élaborées en se basant sur des données pluviométriques spécifiques à une région donnée.

Les courbes IDF sont créées à partir d'analyses statistiques des données historiques de précipitations dans la région concernée. Elles sont ensuite publiées dans des documents normatifs par les autorités locales ou nationales. Ces valeurs IDF fournissent des informations sur l'intensité prévue des précipitations pour différentes durées de pluie, telles que 15 minutes, et différentes périodes de retour, comme 10 ans.

Dans notre cas, nous avons généralement recours à l'Agence Nationale des Ressources en Hydraulique (ANRH) pour consulter ces données et courbes IDF, qui sont essentielles pour la planification et la gestion des eaux pluviales dans la région étudiée.

Pour déterminer l'intensité moyenne des précipitations sur une période de retour de 15 minutes, nous utilisons la formule suggérée par Montana.

$$i_{15mn,10\%} = \frac{P_{\max, j, 10\%}}{(t)^b}$$

Avec : $P_{\max, j, 10\%}$ est donnée par la droite de Galton

–

$i_{15mn, 10\%}$: Intensité moyenne maximale de précipitation pour une averse de fréquence 10% et une durée de 15mn. (mm/h)

b : Exposant climatique (b=0,315), donné par l'A.N.R.H BLIDA pour notre région.

Nous avons obtenu la courbe IDF spécifique à la zone d'étude auprès de l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH) de Blida, accompagnée d'un tableau récapitulatif présentant les différentes valeurs d'intensité en fonction des périodes de retour. (Tableau5.4).

Tableau 5.4: Intensités Durées Fréquences pour différentes périodes de retour

$I(t, T)$	2ans	5ans	10ans	20ans	50ans
0,25	24,3	34,6	42,3	46,4	49,3
0,5	20,2	26,4	34,2	37,3	42,5
1	16,7	22	26,5	28,4	32,4
2	12	18,3	21	22,7	26,5
3	10,2	16,7	17,7	19	23,6
6	8,4	12,9	13,5	16,4	18,7
12	7,3	9,7	12	13,4	16
24	6,1	7,6	9,4	11,2	10,7

5.6.2 Utilisation des courbes IDF : [7]

Les courbes IDF (Intensité-Durée-Fréquence) sont des outils essentiels dans le domaine de l'hydrologie et de la gestion des eaux pluviales. Elles permettent d'estimer l'intensité des précipitations en fonction de la durée de pluie et de la période de retour, ce qui est crucial pour la conception des infrastructures hydrauliques, la gestion des inondations et la planification urbaine.

5.6.3 Construction de courbes IDF : [7]

Les courbes IDF sont élaborées en se fondant sur l'analyse des précipitations enregistrées sur une longue période à une station météorologique donnée. En utilisant les valeurs critiques calculées, ces courbes IDF sont construites en associant l'intensité de pluie (axe vertical) à la durée de pluie (axe horizontal) pour diverses périodes de retour. Chaque

courbe représente ainsi une combinaison spécifique de durée de pluie et de période de retour..

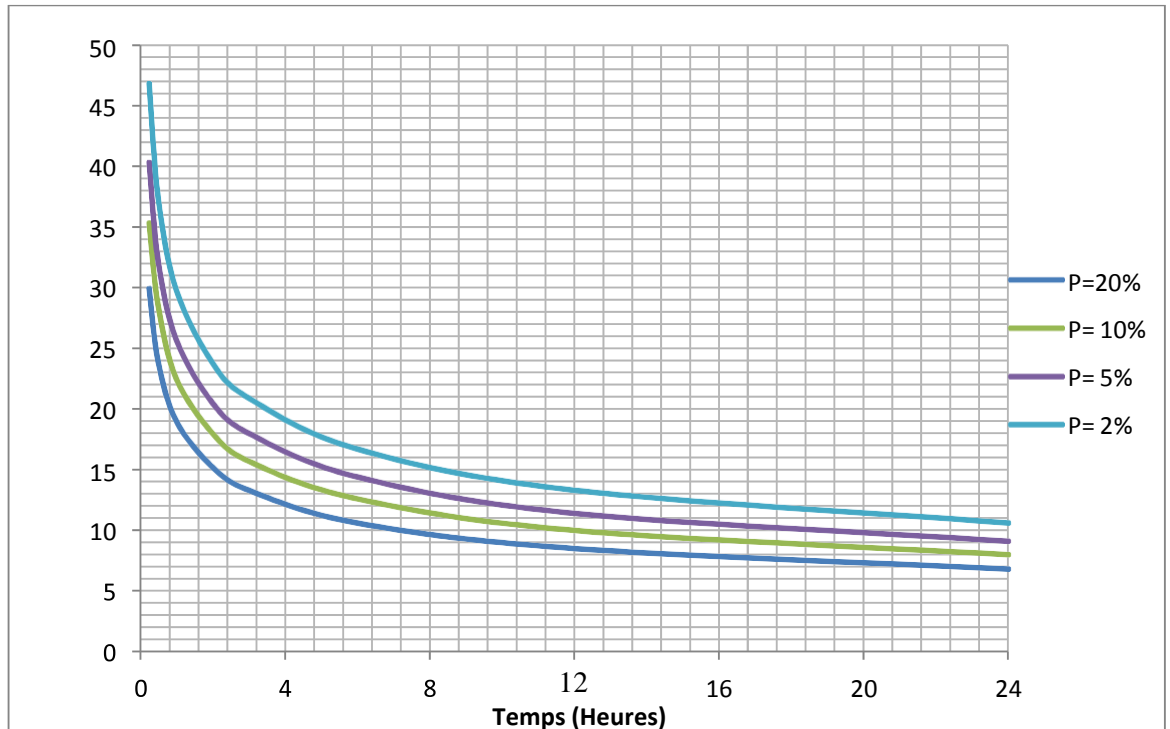


Figure 5.1 :Exemple Courbes Intensité_Durée_Fréquence

La courbe IDF permet de déterminer l'intensité moyenne des précipitations.

Nous aurons : $I_{15min, 10\%} = 42,3 \text{ mm / h}$

Ainsi, pour déterminer la taille de notre réseau d'évacuation des eaux usées et pluviales. La valeur de débit spécifique à une zone sera :

$$q_{15min, 10\%} = (43,2 * 10000) / 3600 = 120 \text{ (l/s.ha)}$$

5.7- Conclusion :

Ce chapitre nous a permis d'identifier les paramètres essentiels qui serviront de fondement pour le dimensionnement de notre système d'évacuation à concevoir. En prenant en compte les valeurs du coefficient de ruissellement obtenues en fonction de la nature des surfaces et de la superficie totale, nous avons choisi d'adopter la méthode rationnelle, qui s'aligne de manière adéquate avec notre contexte.

Chapitre -6-

EVALUATION DES DEBITS A EVACUER

EVALUATION DES DEBITS A EVACUER

6.1-Introduction

Ce chapitre constitue une addition aux conclusions formulées dans les chapitres précédents. Étant donné les résultats d'un diagnostic approfondi révélant des anomalies très graves, il est possible que les techniques de réhabilitation ne garantissent pas une efficacité à long terme. Par mesure de précaution, nous proposons une variante supplémentaire, qui consiste en une rénovation complète du réseau, en commençant par une évaluation des débits à évacuer.

6.2- Evaluation des débits d'eaux usées

6.2.1- Généralités

Le calcul des débits d'eaux usées et pluviales se concentre principalement sur l'évaluation des volumes et de la qualité des liquides provenant des habitations, des zones d'activités, du ruissellement des eaux de pluie et des eaux de lavage. Les eaux usées sont captées à l'intérieur des propriétés par un réseau de canalisations, puis elles sont évacuées par gravité vers un collecteur d'égouts.

6.2.2- Origine des eaux usées : [3]

L'origine des eaux usées peut varier en fonction du contexte géographique, de l'utilisation des terres et des systèmes d'assainissement locaux. Voici une description générale des principales sources d'eaux usées, accompagnée d'une référence bibliographique :

Les eaux usées proviennent généralement des sources suivantes :

- Eaux usées domestiques : Ces eaux proviennent des ménages et comprennent les eaux provenant des toilettes, des lavabos, des douches, des machines à laver, des éviers de cuisine, etc.
- Eaux usées industrielles : Les industries produisent des eaux usées contenant souvent des contaminants spécifiques à leurs activités. Ces eaux peuvent nécessiter un traitement spécialisé.
- Eaux usées commerciales : Les établissements commerciaux, tels que les restaurants, les hôtels et les centres commerciaux, génèrent des eaux usées contenant des résidus alimentaires et d'autres produits.
- Eaux pluviales : Les eaux pluviales sont générées par les précipitations et comprennent le ruissellement des surfaces imperméables, comme les toits et les routes.

•Infiltration et drainage des eaux souterraines : Les eaux souterraines peuvent pénétrer dans les réseaux d'égouts en cas de fuites ou d'infiltrations excessives.

•Eaux usées agricoles : Les activités agricoles génèrent des eaux usées contenant des pesticides, des fertilisants et d'autres produits chimiques.

6.2.2.1- Eaux usées domestiques : [3]

Les eaux usées domestiques sont un type d'eaux usées générées par les ménages résidentiels. Elles proviennent des activités quotidiennes des habitants d'une maison ou d'un appartement. Voici quelques exemples des sources d'eaux usées domestiques :

- Eaux de toilette : Les eaux de toilette proviennent des toilettes et comprennent les eaux de chasse d'eau, qui contiennent des matières fécales et de l'urine.
- Eaux grises : Les eaux grises proviennent des appareils et des équipements ménagers, tels que les éviers de cuisine, les douches, les baignoires et les machines à laver. Elles contiennent principalement de l'eau savonneuse et des résidus de nettoyage.
- Eaux de lavage : Les eaux de lavage proviennent des machines à laver le linge et la vaisselle.
- Eaux de cuisine : Les eaux de cuisine proviennent des éviers de cuisine et peuvent contenir des particules alimentaires et de la graisse.
- Eaux de bain : Les eaux de bain sont générées lorsqu'une personne prend un bain dans une baignoire.
- Eaux de lavage des mains : Les eaux de lavage des mains sont produites lorsque les gens se lavent les mains dans les lavabos.
- Eaux de nettoyage : Les eaux de nettoyage proviennent du lavage de surfaces, de sols et d'articles ménagers.

6.2.2.2- Eaux usées d'équipement : [3]

Les eaux usées d'équipement, également appelées eaux usées industrielles ou eaux usées commerciales, proviennent d'établissements industriels, commerciaux ou institutionnels plutôt que de ménages résidentiels. Elles sont générées par les activités spécifiques de ces établissements et peuvent contenir divers contaminants en fonction de la nature de l'activité

6.2.2.3- Les eaux claires parasites : [3]

Les eaux claires parasites, également connues sous le nom d'infiltrations ou d'intrusions d'eaux claires, désignent l'infiltration non souhaitée d'eaux pluviales ou souterraines dans le système d'assainissement des eaux usées. Ces infiltrations peuvent se produire lorsque

des fissures, des joints défectueux ou d'autres défaillances structurelles permettent à l'eau de pénétrer dans les canalisations d'égout ou les conduites d'eaux usées. Les eaux claires parasites sont qualifiées de "claires" car elles ne contiennent généralement pas de polluants ou de contaminants significatifs.

6.2.2.3.1- Les causes d'intrusion des eaux parasites dans le collecteur : [3]

- Une installation incorrecte des canalisations (Mauvaise pose de canalisation).
- Des liaisons défectueuses entre les conduites, notamment au niveau des joints.
- Des fissures dans le collecteur, souvent dues à un tassement causé par la circulation des véhicules sur les routes.
- L'absence de regards d'égout sélectifs à proximité des stations de lavage. En période de temps sec, lorsque le débit est minimal, les huiles peuvent former une couche à l'intérieur des parois de la conduite, créant des conditions propices à la croissance de bactéries anaérobies qui attaquent le béton, entraînant sa dégradation et permettant l'infiltration d'eaux parasites.
- Les variations de la nappe phréatique provoquent des fluctuations de niveau au sein du collecteur, ce qui peut entraîner le déboîtement des jonctions.
- Afin de prendre en considération ces facteurs dans le processus de dimensionnement, le débit de ces eaux est estimé à environ 0,15 litre par seconde par hectare.

6.3- Quantité des eaux usées domestiques à évacuer :

Après avoir subdivisé la superficie en 27 surfaces élémentaires, il est nécessaire d'évaluer la quantité moyenne d'eaux usées domestiques rejetées par chaque surface. Ce rejet est calculé en se basant sur 80% de la norme de consommation moyenne d'eau potable par habitant et par jour, établie à 160 litres par jour par hectare (source : l'Assemblée Populaire Communale - APC)

6.3.1- Evaluation du débit moyen journalier rejeté :

Le débit moyen rejeté est calculé par la relation suivante :

$$Q_{moyj} = \frac{Crj * D * N}{86400}$$

Avec :

Crj= Coefficient de rejet =0.8

D : Dotation journalière

N : Nbre d'habitants

6.3.2- Evaluation du débit de pointe :

Comme la consommation, le rejet des eaux usées est aussi variable dans la journée. Nous devons donc déterminer le débit de pointe qui est donné par la relation qui suit :

$$Q_{\text{pte}} = K_p \cdot Q_{\text{moyj}}$$

Avec : Q_{pte} : débit de pointe.

K_p : coefficient de pointe.

Pour notre étude le coefficient de pointe K_p est estimé à partir du débit moyen journalier comme suit :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{\text{moy},j}}} \quad \text{si } Q_{\text{moy},j} \geq 2.81 / \text{s}$$

$$K_p = 3 \quad \text{si } Q_{\text{moy},j} < 2.81 / \text{s}$$

Les débits d'eaux usées des équipements, les débits d'infiltration et les débits d'eaux usées de pointe à l'horizon de calcul sont respectivement illustrés dans le tableau (6.1) et(6.2).

Tableau 6.1 : Evaluation des débits d'eaux usées des équipements pour chaque surface élémentaire

N° de surface élémentaire	Les équipements	unité	Nombre d'éléments	Dotation l/j./usagers	Débit cons [l/j]	Débits équi moy rejeté [l/s]	Coeffde pointe	Qéqui usée pointe [l/s]	Q équi total [l/s]
1	Police	policier	210	20	4200	0,05	3	0,15	0,15
2	/	/	/	/	/	/	/	/	/
3	/	/	/	/	/	/	/	/	/
4	Cité univ	étudiant	1000	60	60000	0,7	3	2,1	2,1
5	Primaire	élève	150	20	3000	0,035	3	0,105	0,383
	Police	policier	40	20	8000	0,092	3	0,28	
6	/	/	/	/	/	/	/	/	/
7	/	/	/	/	/	/	/	/	/
8	Clinique	Patient/j	60	10	600	0,01	3	0,02	0,05
9	Primaire	élève	150	20	3000	0,035	3	0,105	0,153
	Mosque	Fidele	70	20	1400	0,016	3	0,048	
10	/	/	/	/	/	/	/	/	/
11	/	/	/	/	/	/	/	/	/
12	/	/	/	/	/	/	/	/	/
13	CEM	élève	300	20	6000	0,07	3	0,21	0,21
14	Mosque	Fidele	80	20	1600	0,0185	3	0,055	0,055

15	/	/	/	/	/	/	/	/	/
16	/	/	/	/	/	/	/	/	/
17	Lycée	élève	150	20	3000	0,035	3	0,105	0,105
18	/	/	/	/	/	/	/	/	/
19	/	/	/	/	/	/	/	/	/
20	APC	Fonctionnaire	45	5	225	0,0026	3	0,0078	0,0078
21	/	/	/	/	/	/	/	/	/
22	/	/	/	/	/	/	/	/	/
23	/	/	/	/	/	/	/	/	/
24	/	/	/	/	/	/	/	/	/
25	BNPJ	Policier	80	20	1600	0,0185	3	0,0555	0,0555
26	Stade	Sportif	100	5	500	0,006	3	0,018	0,018
27	/	/	/	/	/	/	/	/	/

Tableau 6.2 : Evaluation des débits d'eaux usées domestiques et d'eaux parasites pour chaque surface élémentaire

N° de surface élémentaire	Nombre d'habitant	Qmoyj (l/s)	coeff. de pte (Kp)	Qtotal, usée (l/s)	débit d'infiltration (l/s)	Qtotal, usée (l/s)	Qtotal, usée (m3/s)
1	1040	1,54	3	4,62	1,2	5,82	0,00582
2	1235	1,83	3	5,49	1,425	6,915	0,00692
3	2607	3,86	3	11,58	1,49	13,08	0,01308
4	1646	2,44	3,10	7,56	1,515	9,08	0,00908
5	1414	2,09	2,45	5,12	0,93	6,05	0,00605
6	1310	1,94	2,59	5,02	0,753	5,77	0,00578
7	2620	3,88	2,77	10,74	1,506	12,25	0,01225
8	656	0,97	2,64	2,56	0,432	2,99	0,00299
9	1392	2,06	3	6,18	0,852	7,03	0,00703
10	1524	2,25	3	6,75	0,876	7,62	0,00763
11	2552	3,780	2,79	10,53	1,467	11,99	0,012
12	631	0,93	3	2,80	0,363	3,167	0,00317
13	1323	1,96	3	5,88	0,760	6,64	0,00664
14	1596	2,364	3	7,09	0,814	7,90	0,00791
15	561	0,831	3	2,49	0,322	2,815	0,00282
16	1043	1,54	3	4,63	0,639	5,274	0,00527
17	2335	3,45	2,84	9,83	1,342	11,18	0,01118
18	1106	1,63	3	4,91	0,636	5,55	0,00555
19	444	0,66	3	1,973	0,226	2,19	0,0022
20	1643	2,43	3	7,302	0,838	8,14	0,00814
21	595	0,88	3	2,64	0,364	3,01	0,00301
22	336	0,49	2,53	1,25	0,205	1,46	0,00146
23	846	1,25	2,33	2,92	0,486	3,40	0,00341
24	1765	2,61	3	7,84	1,161	9,01	0,00901
25	586	0,86	3	2,60	0,4485	3,05	0,00305
26	2534	3,75	2,79	10,475	1,236	11,71	0,01171
27	1178	1,74	3	5,23	0,708	5,94	0,00594

6.4- Evaluation des débits d'eaux pluviales :

6.4.1- Généralités

L'analyse de notre système d'assainissement exige la détermination des débits d'eaux pluviales, et cela repose sur le calcul de l'intensité des précipitations qui affectent la zone d'étude. Le débit d'eau pluviale dépend principalement de l'évaluation du coefficient de ruissellement. Ce coefficient, influencé en grande partie par la nature des surfaces, joue un rôle central dans les équations utilisées pour estimer les débits d'eaux pluviales.

6.4.2- Origine des eaux pluviales : [6]

Les eaux pluviales sont principalement constituées des précipitations atmosphériques sous forme de pluie. Elles proviennent des précipitations naturelles qui tombent du ciel, notamment lors de phénomènes pluvieux, d'averses, de tempêtes ou d'autres événements météorologiques similaires. Ces eaux pluviales sont collectées par les toits des bâtiments, les routes, les trottoirs, les parkings et d'autres surfaces imperméables.

6.4.3 -Quantité des eaux pluviales à évacuer : [6]

Le calcul de la quantité des eaux pluviales à évacuer est une étape cruciale dans la conception des systèmes de drainage pluvial. La méthode de calcul dépendra généralement de la région, des normes locales et des caractéristiques spécifiques du projet.

Le calcul des débits d'eaux pluviales peut être abordé à l'aide de diverses méthodes, dont la méthode superficielle, également connue sous le nom de méthode de Caquot, et la méthode rationnelle. Ces méthodes sont particulièrement adaptées aux bassins versants urbanisés. Dans notre contexte, la méthode rationnelle s'avère être plus appropriée. Les deux approches mentionnées sont couramment employées dans le domaine de l'assainissement urbain.

6.4.4- La méthode rationnelle [6]

La méthode rationnelle est une approche couramment utilisée pour calculer les débits d'eaux pluviales dans le domaine de l'assainissement urbain. Cette méthode repose sur des principes hydrologiques bien établis et est particulièrement adaptée aux bassins versants urbains de petite à moyenne taille.

Sa formule est donnée : $Q = \alpha \cdot Cr \cdot i \cdot A$

Avec: Q : débit d'eau de ruissellement (l / s)

A : surface de l'aire d'influence (ha)

Cr : coefficient de ruissellement

q : le débit spécifique de notre région (l / s. ha)

i : Coefficient correcteur de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace.

Si $A \leq 10$ ha donc on prend $i = 1$.

Si $A > 10$ ha donc on prend $i = 0.7 \div 0.9$

6.4.4.1- Les hypothèses de la méthode rationnelle :

Cette méthode repose sur certaines hypothèses fondamentales qui sont importantes à prendre en compte lors de son application. Voici quelques-unes des hypothèses couramment associées à la méthode rationnelle :

- L'intensité de pluie est constante sur l'ensemble du bassin versant pendant la durée de l'averse.
- Les précipitations sont uniformément réparties sur le bassin versant pendant la durée de l'averse.
- Le ruissellement se produit instantanément dès le début de l'averse, sans délai significatif.
- Les caractéristiques du bassin versant, telles que sa forme, sa pente et sa taille, restent inchangées au fil du temps.
- Les pertes par infiltration et évaporation sont négligeables.
- Le débit de pointe calculé correspond au débit de pointe maximal instantané.
- Le coefficient de ruissellement Cr demeure constant pour une surface donnée à drainer.

6.4.4.2- Critique de la méthode Rationnelle : [6]

Bien que la méthode rationnelle soit simple et largement utilisée, elle repose sur certaines hypothèses simplificatrices qui peuvent limiter sa précision dans certaines situations. Parmi les principales limitations de la méthode rationnelle, on peut citer :

- Hypothèses simplifiées : La méthode rationnelle suppose des conditions idéales, telles que des précipitations uniformément réparties et une intensité de pluie constante sur toute la durée de l'événement. Ces hypothèses peuvent ne pas être valables dans toutes les situations.
- Non prise en compte des retards : La méthode rationnelle ne tient pas compte des retards possibles dans le ruissellement, ce qui peut sous-estimer les débits de pointe réels.
- Adaptation limitée : Elle est mieux adaptée aux petits bassins versants urbains avec des caractéristiques relativement simples. Pour les bassins versants plus complexes, d'autres méthodes hydrologiques peuvent être nécessaires.
- Non prise en compte des caractéristiques du sol : La méthode rationnelle ne considère pas les caractéristiques du sol, telles que la capacité d'infiltration, qui peuvent avoir un impact sur le ruissellement.
- Manque de considération de la variabilité spatiale : Elle ne tient pas compte de la variabilité spatiale des précipitations, ce qui peut être important dans les zones montagneuses ou à forte variabilité climatique.

6.4.4.3- Evaluation de la pente :

Dans le contexte d'un bassin versant, qu'il soit plus ou moins urbanisé, la pente géométrique « I_r » d'un collecteur en projet est définie comme la variation d'altitude entre la cote amont « C_{am} » et la cote aval « C_{av} », mesurée le long de la longueur « L_c » du collecteur. Dans le cas d'un écoulement uniforme, cette pente géométrique est équivalente à la pente hydraulique « I », ce qui peut être exprimé par la relation suivante : "Cette relation est valide sous l'hypothèse d'un écoulement uniforme.", on peut écrire :

$$I_r = I = \frac{C_{am} - C_{av}}{L}$$

Dans le cas où l'écoulement suit le parcours hydraulique le plus long, constitué de tronçons successifs "Li" présentant des pentes sensiblement constantes "Ii", l'expression de la pente moyenne, prenant en compte le temps d'écoulement le long de ce cheminement distant de l'exutoire, peut être formulée comme suit :

$$\left(I = \frac{L}{\sum \frac{L_i}{\sqrt{I_i}}} \right)^2$$

6.4.4.4- Le temps de concentration:

Le temps de concentration est un paramètre qui détermine le temps nécessaire pour qu'une goutte d'eau atteigne le point de sortie du bassin versant ou du système de drainage. Le calcul du temps de concentration dépend de la méthode hydrologique utilisée, des caractéristiques du bassin versant et des données pluviométriques disponibles.

Le temps de concentration t_c est donné par :

$$t_c = t_1 + t_2 + t_3$$

Où :

t_1 : le temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations

$$t_1 = \frac{L}{60 V}$$

Avec : L: Parcours amont en égout (m).

V : vitesse d'écoulement en pleine section (m/s).

t_2 : le temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement, en général on prend $t_2 = (2 \text{ à } 20 \text{ mn})$.

t_3 : le temps de ruissellement dans un bassin ne comportant pas de canalisation.

$$t_3 = (L)/(11\sqrt{I})$$

Avec : L : Longueur d'écoulement.

I : Pente considérée (%).

Dans notre situation particulière, qui concerne une zone urbanisée nécessitant un système de canalisations pour l'évacuation des eaux, le temps de concentration peut être exprimé comme la

somme de deux composantes : $t_C = t_1 + t_2$.

On prend $t_2 = 15$ mn.

6.5-Calcul des débits pluviaux :

La méthode choisie pour gérer le débit pluvial dans notre zone d'étude est la méthode rationnelle. Par conséquent, les résultats de calcul des débits pluviaux et des débits totaux pour chaque surface sont enregistrés dans les tableaux (6-3).

Tableau 6.3: évaluation des débits d'eau pluviale

N°de surface élémentaire	surface élémentaire (ha)	Cri	Superficie réduite (ha)		coeff (α)	Intensité de pluie (l/s/ha)	Débit max Q plu (l/s)	Débit max Q _{plu} (m ³ /s)
			Elément	Cumulé				
1	8	0,4	3,2	3,2	1	120	384	0,384
2	9,5	0,4	3,8	7	1	120	456	0,456
3	9,99	0,8	7,992	14,99	1	120	959,04	0,959
4	10,1	0,5	5,05	20,04	0,9	120	545,4	0,545
5	6,2	0,7	4,34	24,38	1	120	520,8	0,520
6	5,02	0,8	4,016	28,39	1	120	481,92	0,481
7	10,04	0,8	8,032	36,43	1	120	963,84	0,963
8	2,88	0,7	2,016	38,44	1	120	241,92	0,241
9	5,68	0,75	4,26	42,70	1	120	511,2	0,511
10	5,84	0,8	4,672	47,37	1	120	560,64	0,560
11	9,78	0,8	7,824	55,20	1	120	938,88	0,938
12	2,42	0,8	1,936	57,13	1	120	232,32	0,232
13	5,07	0,8	4,056	61,19	1	120	486,72	0,486
14	5,43	0,9	4,887	66,08	1	120	586,44	0,586
15	2,15	0,8	1,72	67,80	1	120	206,4	0,206
16	4,26	0,75	3,195	70,99	1	120	383,4	0,383
17	8,95	0,8	7,16	78,15	1	120	859,2	0,859
18	4,24	0,8	3,392	81,54	1	120	407,04	0,407
19	1,51	0,9	1,359	82,90	1	120	163,08	0,163
20	5,59	0,9	5,031	87,94	1	120	603,72	0,603
21	2,43	0,75	1,8225	89,760	1	120	218,7	0,218
22	1,37	0,75	1,0275	90,78	1	120	123,3	0,123
23	3,24	0,8	2,592	93,38	1	120	311,04	0,311
24	7,74	0,7	5,418	98,79	1	120	650,16	0,650
25	2,99	0,6	1,794	100,59	1	120	215,28	0,215
26	8,24	0,9	7,416	108,0	1	120	889,92	0,889
27	4,72	0,7	3,304	111,31	1	120	396,48	0,396

Tableau 6.4: calcul du débit total de chaque sous bassin

N° de surface élémentaire	$Q_{total, usée}$ (m ³ /s)	Débit max Q_{plu} (m ³ /s)	Q_{total} (m ³ /s)
1	0,006	0,384	0,389
2	0,007	0,456	0,463
3	0,013	0,959	0,972
4	0,009	0,545	0,554
5	0,006	0,520	0,527
6	0,006	0,4812	0,488
7	0,012	0,963	0,977
8	0,003	0,241	0,245
9	0,007	0,511	0,518
10	0,008	0,560	0,568
11	0,012	0,938	0,951
12	0,003	0,232	0,235
13	0,007	0,486	0,493
14	0,008	0,586	0,594
15	0,003	0,206	0,209
16	0,005	0,383	0,388
17	0,011	0,859	0,870
18	0,005	0,4070	0,412
19	0,002	0,163	0,165
20	0,008	0,603	0,612
21	0,003	0,218	0,222
22	0,001	0,123	0,125
23	0,003	0,311	0,314
24	0,009	0,650	0,659
25	0,003	0,215	0,218
26	0,011	0,889	0,902
27	0,006	0,396	0,402

Avec :

Q_{plu} : Débit eau pluviale.

$Q_{usé}$: Débit d'eau usée.

Q_{total} : Débit totale ($Q_{usé} + Q_{plu}$).

6.6- Détermination des pentes équivalentes

Tableau 6.5: Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins.

Paramètres Equivalents	A_{eq}	C_{eq}	I_{eq}	M_{eq}
Bassins En série	$\sum_{i=1}^N A_i$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N C_i A_i}{\sum_{i=1}^N A_i} \right]$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2$	$\left(\frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sqrt{\sum_{i=1}^N A_i}} \right)$
Bassins En parallèle	$\sum_{i=1}^N A_i$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N C_i A_i}{\sum_{i=1}^N A_i} \right]$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N I_i Q_i}{\sum_{i=1}^N Q_i} \right]$	$\left(\frac{L(Q_{piMAX})}{\sqrt{\sum_{i=1}^N A_i}} \right)$

I_i : Pente du tronçon i .

Q_i : Débit du tronçon i .

N : Nombre des tronçons.

Dans notre cas :

- Nous constatons que la détermination des pentes équivalentes pour notre réseau est complexe en raison du découpage en 27 surfaces élémentaires. Cela peut entraîner des vitesses d'écoulement faibles, augmentant ainsi le risque de dépôts. En conséquence, l'utilisation de pentes équivalentes dans la conception de notre réseau d'assainissement n'est pas praticable, car il serait difficile de satisfaire les conditions d'autocurage. Par conséquent, nous sommes contraints d'opter pour des pentes comprises entre 0,2 % et 5 %, légèrement plus élevées pour assurer un écoulement efficace.

6.7-Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons procédé à l'évaluation des débits d'eaux usées et pluviales en suivant l'approche additive que nous recommandons. Cette proposition découle des conclusions positives tirées de notre diagnostic. Dans le but de résoudre ces problèmes identifiés, nous préconisons que tous ces débits calculés soient évacués au moyen d'un système intégré unique

Chapitre -7-

DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE LA VARIANTE PROPOSEE

DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE LA VARIANTE PROPOSEE

7.1-Introduction

Cette variante découle de la proposition formulée dans le chapitre 4, qui concerne la réhabilitation.

Le dimensionnement du réseau d'assainissement de type unitaire, comprenant les collecteurs et les ouvrages spéciaux, doit être conforme à des normes d'écoulement spécifiques. Il est difficile de concevoir un réseau d'assainissement en écoulement gravitaire avec des pentes assurant un autocurage efficace, tout en respectant le tracé optimal des collecteurs.

Un réseau d'assainissement correctement dimensionné doit remplir plusieurs objectifs essentiels, à savoir :

- Évacuer rapidement les matières fécales hors des habitations.
- Gérer l'évacuation des eaux pluviales sans débordement.
- Assurer le transport des eaux usées dans des conditions d'hygiène satisfaisantes.

7.2- Dimensionnement du réseau d'assainissement : [3]

7.2.1- Conditions d'établissement des réseaux d'assainissement :

Les conditions d'établissement des réseaux d'assainissement sont généralement définies par des réglementations et des normes nationales ou locales. Les références bibliographiques peuvent varier en fonction de la région ou du pays concerné. Pour notre région :

- Une vitesse maximale de 4 à 5 m/s à pleine section, au-delà de laquelle des phénomènes d'érosion et de détérioration des joints peuvent survenir.
- Une vitesse minimale, nécessaire pour garantir l'autonettoyage des canalisations, de 0,3 m/s pour un système séparatif et de 0,6 m/s pour un système unitaire.
- La profondeur des ouvrages doit permettre la connexion des immeubles riverains à l'aide de branchements présentant une pente adéquate.

7.2.2- Conditions d'autocurage des réseaux d'assainissement :

Dans le but de construire des réseaux assurant un autonettoyage (autocurage efficace) et répondant aux normes d'hygiène pour une évacuation rapide :

- À pleine section, il est nécessaire d'atteindre une vitesse minimale d'au moins 1 m/s dans les canalisations circulaires et de 0,9 m/s dans les ouvrages ovoïdes.
- Pour un débit équivalant à 1/10 du débit à pleine section, des vitesses supérieures à 0,6 m/s sont requises.
- Pour un débit équivalant à 1/100 du débit à pleine section, des vitesses supérieures à 0,3 m/s sont nécessaires.

7.2.3- Détermination des diamètres des collecteurs :

L'hypothèse sous-jacente au dimensionnement du système d'évacuation gravitaire repose sur l'écoulement uniforme à surface libre. En ayant connaissance des débits à évacuer et de la pente des ouvrages à chaque point, le choix des sections adéquates peut être déterminé en fonction de la formule d'écoulement adoptée. De manière générale, le calcul des sections de canalisation suit la méthodologie suivante :

7.2.3.1- la formule de Chezy :

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

7.2.3.2- la formule de Manning-Strickler:

$$V = K_s \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{Im}$$

K_s : Coefficient de Strickler en $m^{3/5}/S$, ($K_s = 75$, comme cité dans l'abaque, tenant compte dépôts et rugosité du parois). Voir Annexe 2

7.2.4- Mode de calcul :

Avant d'entreprendre le calcul hydraulique du réseau d'assainissement gravitaire, nous opérons sous l'hypothèse suivante :

- L'écoulement se fait uniformément en surface libre, avec le gradient hydraulique égal à la pente du radier.
- Les canalisations d'égouts, conçues pour un débit en pleine section Q_{ps} , transportent en réalité la plupart du temps des quantités d'eau inférieures à celles pour lesquelles elles ont été dimensionnées.
- L'écoulement dans les collecteurs suit un modèle à surface libre, régi par la formule

de la continuité :

$$Q = V.S$$

Q : Débit véhiculé par le collecteur (m³/s).

S : Section mouillée de la conduite (m²).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

Cette vitesse peut être calculée à l'aide de diverses expressions. La vitesse moyenne est obtenue en utilisant la formule de Manning-Strickler suivante, qui se base sur les précédentes. Ces relations serviront de fondement pour le dimensionnement de notre réseau, et leur combinaison conduit à la relation suivante permettant de déterminer le débit :

$$V = K_s.S.R^{\frac{2}{3}}.\sqrt{I_m}$$

Le diamètre est calculé comme suit :

$$D_{cal} = \left[\frac{3,2 * Qt}{K_s * \sqrt{I}} \right]^{3/8}$$

Le débit en pleine section est donné :

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

D_{nor} : Diamètre normalisé du conduite. (mm)

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

Les valeurs de la vitesse moyenne et de la hauteur de remplissage dans la conduite sont déterminées en utilisant les équations suivantes :

- Rapport des débits $R_Q = \frac{Q_t}{Q_{ps}}$

- Rapport des vitesses $R_V = \frac{V}{V_{ps}}$

- Rapport des hauteurs $R_h = \frac{h}{D_{nor}}$

V : Vitesse moyenne d'écoulement d'eau.

Les valeurs de R_v (rapport des vitesses) et R_h (rapport des hauteurs) sont fournies en fonction de R_q dans le tableau figurant en annexe 1.

Les Les équations correspondantes pour le rapport des hauteurs et le rapport des vitesses sont les suivantes :

Pour le rapport des hauteurs (Rh) :

$$Rh = -11,423 Rq^6 + 40,641 Rq^5 - 55,497 Rq^4 + 37,115 Rq^3 - 12,857 Rq^2 + 2,8373 Rq + 0,0359.$$

Pour le rapport des vitesses (Rv) :

$$Rv = -25,63 Rq^6 + 93,647 Rq^5 - 134,25 Rq^4 + 95,24 Rq^3 - 35,151 Rq^2 + 7,0395 Rq + 0,2263.$$

Les vitesses et les hauteurs sont définies comme suit :

$Rv = V / Vps$, où V représente la vitesse et Vps la vitesse à pleine section. Donc, $V = Rv * Vps$.

$Rh = H / Dnor$, où H représente la hauteur et Dnor le diamètre normalisé. Donc, $H = Rh * Dnor$.

De plus, pour déterminer les valeurs minimales, vous pouvez utiliser les rapports minimaux correspondants :

$Rv_min = V_min / Vps$, où V_min est la vitesse minimale. Donc, $V_min = Rv_min * Vps$.

$Rh_min = H_min / Dnor$, où H_min est la hauteur minimale. Donc, $H_min = Rh_min * Dnor$.

Le calcul hydraulique est représenté dans le Tableau (7.1)

Tronçon	CR AM	CR AV	Distance	I pente	Q total	KS	D calculé	D norm	V PS	Q PS	Rq	Rv	R v min	Rh	R h min	V	V min	Qps/10-Qus	V	QPS /100-QUS	V	autocurage
R1-R2	75,30	73,70	24	0,07	0,94	75	497,23	500	4,81	0,94	0,99	1,14	-	0,82	0,04	5,46	0,07	0,09	2,41	0,01	0,69	Autocurage vérifié
R2-R3	73,70	70,90	20	0,14	0,94	75	432,66	500	6,97	1,37	0,69	1,07	-	0,61	0,04	7,43	0,11	0,14	3,49	0,01	1,01	Autocurage vérifié
R3-R4	72,90	71,20	20	0,09	0,94	75	475,09	500	5,43	1,07	0,88	1,11	-	0,72	0,04	6,04	0,08	0,11	2,72	0,01	0,78	Autocurage vérifié
R4-R5	71,20	67,20	30	0,13	1,50	75	520,42	600	7,68	2,17	0,69	1,07	-	0,61	0,04	8,21	0,12	0,22	3,84	0,02	1,11	Autocurage vérifié
R5-R6	67,20	64,50	30	0,09	1,50	75	560,23	600	6,31	1,78	0,84	1,10	-	0,70	0,04	6,97	0,10	0,18	3,16	0,02	0,91	Autocurage vérifié
R6-R7	64,50	59,88	30	0,15	1,50	75	506,55	600	8,26	2,33	0,64	1,05	-	0,59	0,04	8,69	0,12	0,23	4,13	0,02	1,19	Autocurage vérifié
R7-R8	59,88	56,30	30	0,12	1,50	75	531,36	600	7,27	2,05	0,73	1,08	-	0,63	0,04	7,84	0,11	0,21	3,64	0,02	1,05	Autocurage vérifié
R8-R9	56,30	55,90	30	0,01	2,00	75	892,82	1 000	3,42	2,69	0,74	1,08	-	0,64	0,04	3,70	0,05	0,27	1,71	0,03	0,49	Autocurage vérifié
R9-R10	55,90	55,60	30	0,01	1,50	75	845,83	1 000	2,96	2,33	0,64	1,05	-	0,59	0,04	3,12	0,04	0,23	1,48	0,02	0,43	Autocurage vérifié
R10-R11	55,60	55,50	20	0,01	1,50	75	963,22	1 000	2,09	1,64	0,91	1,12	-	0,75	0,04	2,34	0,03	0,16	1,05	0,02	0,30	Autocurage vérifié
R11-R12	55,50	55,30	30	0,01	1,74	75	965,15	1 000	2,42	1,90	0,92	1,12	-	0,75	0,04	2,71	0,04	0,19	1,21	0,02	0,35	Autocurage vérifié
R12-R13	55,30	55,20	18	0,01	1,74	75	998,72	1 000	2,21	1,73	1,00	1,14	-	0,83	0,04	2,51	0,03	0,17	1,11	0,02	0,32	Autocurage vérifié
R52-R55	83,10	78,20	30	0,16	0,31	75	277,84	300	5,34	0,38	0,82	1,10	-	0,69	0,04	5,89	0,08	0,04	2,67	0,00	0,77	Autocurage vérifié
R55-R56	78,20	74,50	40	0,09	0,31	75	309,10	400	4,88	0,61	0,51	1,00	-	0,50	0,04	4,85	0,07	0,06	2,44	0,01	0,70	Autocurage vérifié
R56-R57	74,50	72,60	40	0,05	0,31	75	350,25	400	3,49	0,44	0,71	1,07	-	0,62	0,04	3,75	0,05	0,04	1,75	0,00	0,51	Autocurage vérifié
R57-R58	72,60	69,40	30	0,11	0,31	75	300,95	400	5,24	0,66	0,47	0,98	-	0,48	0,04	5,11	0,08	0,07	2,62	0,01	0,76	Autocurage vérifié
R58-R59	69,40	66,30	30	0,10	0,53	75	370,53	400	5,15	0,65	0,82	1,10	-	0,69	0,04	5,68	0,08	0,06	2,58	0,01	0,74	Autocurage vérifié

Tronçon	CR AM	CR AV	Distance	I pente	Q total	KS	D calculé	D norm	V PS	Q PS	Rq	Rv	R v min	Rh	R h min	V	V min	Qps/10-Qus	V	QPS /100-QUS	V	autocurage
R59-R60	66,30	64,20	30	0,07	0,53	75	398,60	400	4,24	0,53	1,00	1,14	-	0,82	0,04	4,82	0,06	0,05	2,12	0,01	0,61	Autocurage vérifié
R60-R13	64,20	55,20	30	0,30	0,53	75	303,41	400	8,78	1,10	0,48	0,98	-	0,48	0,04	8,62	0,13	0,11	4,40	0,01	1,27	Autocurage vérifié
R13-R14	55,20	55,00	20	0,01	2,27	75	988,83	1 000	2,96	2,33	0,98	1,13	-	0,80	0,04	3,35	0,04	0,23	1,48	0,02	0,43	Autocurage vérifié
R14-R15	55,00	49,70	40	0,13	2,27	75	609,12	800	9,29	4,67	0,49	0,98	-	0,49	0,04	9,13	0,14	0,47	4,65	0,05	1,34	Autocurage vérifié
R15-R16	49,70	49,50	20	0,01	2,27	75	988,83	1 000	2,96	2,33	0,98	1,13	-	0,80	0,04	3,35	0,04	0,23	1,48	0,02	0,43	Autocurage vérifié
R16-R17	49,50	49,30	30	0,01	1,50	75	912,64	1 000	2,42	1,90	0,79	1,09	-	0,67	0,04	2,65	0,04	0,19	1,21	0,02	0,35	Autocurage vérifié
R17-R18	49,30	49,20	20	0,01	1,50	75	963,22	1 000	2,09	1,64	0,91	1,12	-	0,75	0,04	2,34	0,03	0,16	1,05	0,02	0,30	Autocurage vérifié
R19-R18	49,20	49,00	35	0,01	1,50	75	939,41	1 000	2,24	1,76	0,85	1,11	-	0,71	0,04	2,48	0,03	0,18	1,12	0,02	0,32	Autocurage vérifié
R44-R45	93,40	89,90	30	0,12	0,66	75	392,19	400	5,48	0,69	0,96	1,13	-	0,78	0,04	6,18	0,08	0,07	2,74	0,01	0,79	Autocurage vérifié
R45-R46	89,90	87,40	30	0,08	0,66	75	417,73	500	5,38	1,05	0,62	1,05	-	0,58	0,04	5,63	0,08	0,11	2,69	0,01	0,78	Autocurage vérifié
R46-R47	87,40	84,30	30	0,10	0,66	75	401,22	500	5,99	1,17	0,56	1,02	-	0,54	0,04	6,11	0,09	0,12	3,00	0,01	0,86	Autocurage vérifié
R47-R48	84,30	81,20	30	0,10	0,88	75	447,18	500	5,99	1,17	0,75	1,08	-	0,65	0,04	6,49	0,09	0,12	3,00	0,01	0,86	Autocurage vérifié
R48-R71	81,20	78,40	30	0,09	0,88	75	455,79	500	5,69	1,12	0,79	1,09	-	0,67	0,04	6,22	0,09	0,11	2,85	0,01	0,82	Autocurage vérifié
R71-R66	78,40	74,20	30	0,14	0,88	75	422,42	500	6,97	1,37	0,64	1,05	-	0,59	0,04	7,34	0,11	0,14	3,49	0,01	1,01	Autocurage vérifié
R66-R65	74,20	72,90	30	0,04	0,88	75	526,31	600	4,38	1,24	0,71	1,07	-	0,62	0,04	4,70	0,07	0,12	2,19	0,01	0,63	Autocurage vérifié
R65-R64	72,90	72,00	30	0,03	0,88	75	563,88	600	3,64	1,03	0,85	1,11	-	0,71	0,04	4,04	0,06	0,10	1,82	0,01	0,53	Autocurage vérifié
R64-R63	72,00	70,90	30	0,04	0,88	75	543,06	600	4,03	1,14	0,77	1,09	-	0,66	0,04	4,39	0,06	0,11	2,02	0,01	0,58	Autocurage vérifié

R63-R62	70,90	69,00	30	0,06	0,88	75	490,16	500	4,69	0,92	0,96	1,13	-	0,02	0,78	0,04	5,29	-	0,07	0,09	2,35	0,01	0,68	Autocurage vérifié
R62-R61	69,00	66,70	30	0,08	1,50	75	577,32	600	5,83	1,65	0,91	1,12	-	0,02	0,75	0,04	6,52	-	0,09	0,16	2,92	0,02	0,84	Autocurage vérifié
R61-R16	66,70	63,20	30	0,12	1,50	75	533,62	600	7,19	2,03	0,74	1,08	-	0,02	0,64	0,04	7,77	-	0,11	0,20	3,60	0,02	1,04	Autocurage vérifié
R70-R69	79,88	77,80	30	0,07	0,59	75	415,87	500	4,90	0,96	0,62	1,04	-	0,02	0,57	0,04	5,12	-	0,07	0,10	2,45	0,01	0,71	Autocurage vérifié
R69-R68	77,80	76,30	30	0,05	0,59	75	442,16	500	4,16	0,82	0,73	1,08	-	0,02	0,63	0,04	4,49	-	0,06	0,08	2,08	0,01	0,60	Autocurage vérifié
R68-R2A2	76,30	75,60	30	0,02	0,59	75	510,08	600	3,21	0,91	0,65	1,06	-	0,02	0,59	0,04	3,40	-	0,05	0,09	1,61	0,01	0,46	Autocurage vérifié
R2A2-R2A1	75,60	74,30	30	0,04	0,59	75	454,18	500	3,88	0,76	0,78	1,09	-	0,02	0,66	0,04	4,23	-	0,06	0,08	1,94	0,01	0,56	Autocurage vérifié
R2A1-R20	74,30	72,30	30	0,07	0,59	75	418,94	500	4,81	0,94	0,63	1,05	-	0,02	0,58	0,04	5,04	-	0,07	0,09	2,41	0,01	0,69	Autocurage vérifié
R103-R35	83,30	82,30	30	0,03	0,90	75	557,99	600	3,84	1,09	0,83	1,10	-	0,02	0,69	0,04	4,24	-	0,06	0,11	1,92	0,01	0,56	Autocurage vérifié
R35-R34	82,30	79,80	30	0,08	0,90	75	469,91	500	5,38	1,05	0,86	1,11	-	0,02	0,71	0,04	5,96	-	0,08	0,11	2,69	0,01	0,78	Autocurage vérifié
R34-R33	79,80	75,60	30	0,14	0,90	75	426,35	500	6,97	1,37	0,66	1,06	-	0,02	0,60	0,04	7,38	-	0,11	0,14	3,49	0,01	1,01	Autocurage vérifié
R33-R32	75,60	73,20	30	0,08	0,90	75	473,52	500	5,27	1,03	0,87	1,11	-	0,02	0,72	0,04	5,85	-	0,08	0,10	2,64	0,01	0,76	Autocurage vérifié
R32-R31	73,20	71,10	30	0,07	0,90	75	485,53	500	4,93	0,97	0,93	1,12	-	0,02	0,76	0,04	5,53	-	0,07	0,10	2,47	0,01	0,71	Autocurage vérifié
R101-R100	74,30	73,80	30	0,02	0,40	75	469,30	500	2,40	0,47	0,85	1,11	-	0,02	0,71	0,04	2,66	-	0,04	0,05	1,20	0,00	0,35	Autocurage vérifié
R100-R99	73,80	71,70	30	0,07	0,40	75	358,59	400	4,24	0,53	0,75	1,09	-	0,02	0,65	0,04	4,60	-	0,06	0,05	2,12	0,01	0,61	Autocurage vérifié
R99-R98	71,70	69,80	30	0,06	0,40	75	365,38	400	4,04	0,51	0,79	1,09	-	0,02	0,67	0,04	4,42	-	0,06	0,05	2,02	0,01	0,58	Autocurage vérifié
R98-R97	69,80	68,40	30	0,05	0,40	75	386,91	400	3,46	0,44	0,92	1,12	-	0,02	0,76	0,04	3,89	-	0,05	0,04	1,73	0,00	0,50	Autocurage vérifié
R97-R96	68,40	66,60	30	0,06	0,40	75	369,10	400	3,93	0,49	0,81	1,10	-	0,02	0,68	0,04	4,32	-	0,06	0,05	1,97	0,00	0,57	Autocurage vérifié

Tronçon	CR AM	CR AV	Distance	Inclinaison	Q total	KS	D calculé	D norm	V PS	Q PS	Rq	Rv	Rv min	Rh	R h min	V	V min	Qps/10-Qus	V	QPS /100-QUS	V	autocurage
R96-R95	66,60	65,20	30	0,05	0,40	75	386,91	400	3,46	0,44	0,92	1,12	-	0,76	0,04	3,89	0,05	0,04	1,73	0,00	0,50	Autocurage vérifié
R95-R92	65,20	63,40	30	0,06	0,40	75	369,10	400	3,93	0,49	0,81	1,10	-	0,68	0,04	4,32	0,06	0,05	1,97	0,00	0,57	Autocurage vérifié
R18-R140	49,20	48,80	30	0,01	2,50	75	971,40	1 000	3,42	2,69	0,93	1,12	-	0,76	0,04	3,84	0,05	0,27	1,71	0,03	0,49	Autocurage vérifié
R140-R139	48,80	48,50	30	0,01	2,50	75	1 025,24	1 200	3,35	3,78	0,66	1,06	-	0,60	0,04	3,55	0,05	0,38	1,68	0,04	0,48	Autocurage vérifié
R139-R138	48,50	48,20	30	0,01	2,50	75	1 025,24	1 200	3,35	3,78	0,66	1,06	-	0,60	0,04	3,55	0,05	0,38	1,68	0,04	0,48	Autocurage vérifié
R138-R137	48,20	48,10	20	0,01	2,50	75	1 167,53	1 200	2,37	2,68	0,94	1,12	-	0,77	0,04	2,66	0,04	0,27	1,18	0,03	0,34	Autocurage vérifié
R137-R136	48,10	48,00	20	0,01	2,50	75	1 167,53	1 200	2,37	2,68	0,94	1,12	-	0,77	0,04	2,66	0,04	0,27	1,18	0,03	0,34	Autocurage vérifié
R136-R135	48,00	47,60	30	0,01	2,50	75	971,40	1 000	3,42	2,69	0,93	1,12	-	0,76	0,04	3,84	0,05	0,27	1,71	0,03	0,49	Autocurage vérifié
R135-R1B1	47,60	46,90	30	0,02	2,50	75	874,64	1 000	4,53	3,55	0,70	1,07	-	0,62	0,04	4,85	0,07	0,36	2,26	0,04	0,65	Autocurage vérifié
R141-R142	54,88	53,80	30	0,04	0,55	75	458,12	500	3,53	0,69	0,80	1,10	-	0,67	0,04	3,87	0,05	0,07	1,77	0,01	0,51	Autocurage vérifié
R142-R143	53,80	52,20	30	0,05	3,06	75	807,40	1 000	6,84	5,37	0,57	1,02	-	0,54	0,04	7,01	0,10	0,54	3,42	0,05	0,99	Autocurage vérifié
R143-R144	52,20	51,90	30	0,01	3,06	75	1 105,09	1 200	3,35	3,78	0,81	1,10	-	0,68	0,04	3,68	0,05	0,38	1,68	0,04	0,48	Autocurage vérifié
R144-R145	51,90	51,20	30	0,02	3,06	75	942,77	1 000	4,53	3,55	0,86	1,11	-	0,71	0,04	5,02	0,07	0,36	2,26	0,04	0,65	Autocurage vérifié
R9145-R146	51,20	50,10	30	0,04	3,06	75	866,16	1 000	5,67	4,45	0,69	1,07	-	0,61	0,04	6,05	0,09	0,45	2,84	0,04	0,82	Autocurage vérifié
R146-R147	50,10	49,40	30	0,02	3,06	75	942,77	1 000	4,53	3,55	0,86	1,11	-	0,71	0,04	5,02	0,07	0,36	2,26	0,04	0,65	Autocurage vérifié
R147-R148	49,40	48,20	30	0,04	3,06	75	852,14	1 000	5,93	4,65	0,66	1,06	-	0,59	0,04	6,27	0,09	0,47	2,97	0,05	0,86	Autocurage vérifié

Tronçon	CR AM	CR AV	Distance	Inclinaison	Q total	KS	D calculé	D norm	V PS	Q PS	Rq	Rv	R v min	Rh	R h min	V	V min	Qps/10-Qus	V	QPS /100-QUS	V	autocurage
R148-R161	48,20	46,20	30	0,07	3,06	75	774,31	800	6,59	3,31	0,92	1,12	-	0,76	0,04	7,39	0,10	0,33	3,30	0,03	0,95	Autocurage vérifié
R161-R162	46,20	44,90	30	0,04	3,06	75	839,45	1 000	6,17	4,84	0,63	1,05	-	0,58	0,04	6,47	0,09	0,48	3,09	0,05	0,89	Autocurage vérifié
R162-R163	44,90	44,10	30	0,03	3,06	75	919,45	1 000	4,84	3,80	0,80	1,10	-	0,68	0,04	5,31	0,07	0,38	2,42	0,04	0,70	Autocurage vérifié
R163-R164	44,10	42,90	30	0,04	3,06	75	852,14	1 000	5,93	4,65	0,66	1,06	-	0,59	0,04	6,27	0,09	0,47	2,97	0,05	0,86	Autocurage vérifié
R156-R155	48,88	45,20	30	0,12	3,06	75	690,66	800	8,94	4,49	0,68	1,07	-	0,61	0,04	9,52	0,13	0,45	4,47	0,04	1,29	Autocurage vérifié
R164-R150	42,90	42,00	30	0,03	3,06	75	899,37	1 000	5,13	4,03	0,76	1,09	-	0,65	0,04	5,58	0,08	0,40	2,57	0,04	0,74	Autocurage vérifié
R150-R151	42,00	41,20	30	0,03	4,03	75	1 019,78	1 200	5,47	6,18	0,65	1,06	-	0,59	0,04	5,77	0,08	0,62	2,74	0,06	0,79	Autocurage vérifié
R151-R152	41,20	40,80	30	0,01	4,03	75	1 161,31	1 200	3,87	4,37	0,92	1,12	-	0,75	0,04	4,33	0,06	0,44	1,93	0,04	0,56	Autocurage vérifié
R152-R153	40,80	40,50	25	0,01	4,03	75	1 184,48	1 200	3,67	4,15	0,97	1,13	-	0,80	0,04	4,15	0,06	0,41	1,84	0,04	0,53	Autocurage vérifié
R153-R154	40,50	40,30	18	0,01	4,03	75	1 201,70	1 200	3,53	3,99	1,01	1,14	-	0,83	0,04	4,02	0,05	0,40	1,77	0,04	0,51	Autocurage vérifié
R154-R113	40,30	40,13	15	0,01	4,03	75	1 197,24	1 200	3,56	4,03	1,00	1,14	-	0,82	0,04	4,05	0,05	0,40	1,78	0,04	0,52	Autocurage vérifié
R166-R77	74,50	73,30	30	0,04	0,61	75	466,24	500	3,72	0,73	0,84	1,10	-	0,70	0,04	4,11	0,06	0,07	1,86	0,01	0,54	Autocurage vérifié
R165-R167	74,30	73,23	30	0,04	0,61	75	476,38	500	3,52	0,69	0,89	1,11	-	0,73	0,04	3,92	0,05	0,07	1,76	0,01	0,51	Autocurage vérifié
R31-R30	73,40	72,50	30	0,03	0,83	75	551,65	600	3,64	1,03	0,81	1,10	-	0,68	0,04	4,00	0,06	0,10	1,82	0,01	0,53	Autocurage vérifié
R30-R29	72,50	71,80	30	0,02	0,83	75	578,26	600	3,21	0,91	0,91	1,12	-	0,75	0,04	3,60	0,05	0,09	1,61	0,01	0,46	Autocurage vérifié
R29-R28	71,80	70,90	30	0,03	0,83	75	551,65	600	3,64	1,03	0,81	1,10	-	0,68	0,04	4,00	0,06	0,10	1,82	0,01	0,53	Autocurage vérifié

Tronçon	CR AM	CR AV	Distance	Inclinaison	Q total	KS	D calculé	D norm	V PS	Q PS	Rq	Rv	R v min	Rh	R h min	V	V min	Qps/10-Qus	V	QPS /100-QUS	V	autocurage
R28-R27	70,90	70,60	30	0,01	0,83	75	677,83	800	2,55	1,28	0,65	1,05	-	0,59	0,04	2,69	0,04	0,13	1,28	0,01	0,37	Autocurage vérifié
R27-R26	70,60	70,20	30	0,01	0,83	75	642,24	800	2,95	1,48	0,56	1,02	-	0,54	0,04	3,01	0,04	0,15	1,47	0,01	0,43	Autocurage vérifié
R104-R105	67,30	63,20	30	0,14	1,04	75	451,61	500	6,88	1,35	0,77	1,09	-	0,66	0,04	7,50	0,10	0,14	3,44	0,01	0,99	Autocurage vérifié
R105-R106	63,20	62,60	30	0,02	1,04	75	647,52	800	3,61	1,81	0,57	1,03	-	0,54	0,04	3,70	0,05	0,18	1,81	0,02	0,52	Autocurage vérifié
R106-R107	62,60	60,60	30	0,07	1,04	75	516,67	600	5,43	1,54	0,68	1,06	-	0,61	0,04	5,78	0,08	0,15	2,72	0,02	0,79	Autocurage vérifié
R107-R108	60,60	57,20	30	0,11	1,04	75	467,74	500	6,27	1,23	0,84	1,11	-	0,70	0,04	6,93	0,09	0,12	3,14	0,01	0,91	Autocurage vérifié
R108-R109	57,20	55,30	30	0,06	1,57	75	608,43	800	6,42	3,23	0,49	0,98	-	0,49	0,04	6,31	0,10	0,32	3,21	0,03	0,93	Autocurage vérifié
R130-R131	61,60	60,30	30	0,04	1,57	75	653,30	800	5,31	2,67	0,59	1,03	-	0,55	0,04	5,48	0,08	0,27	2,66	0,03	0,77	Autocurage vérifié
R131-R132	60,30	57,30	30	0,10	1,57	75	558,49	600	6,65	1,88	0,83	1,10	-	0,69	0,04	7,34	0,10	0,19	3,33	0,02	0,96	Autocurage vérifié
R132-R109	57,30	55,30	30	0,07	1,57	75	602,60	800	6,59	3,31	0,47	0,98	-	0,48	0,04	6,43	0,10	0,33	3,30	0,03	0,95	Autocurage vérifié
R109-R110	55,30	49,20	30	0,20	1,57	75	488,91	500	8,40	1,65	0,95	1,13	-	0,78	0,04	9,46	0,13	0,16	4,20	0,02	1,21	Autocurage vérifié
R110-R111	49,20	46,30	30	0,10	1,57	75	562,05	600	6,54	1,85	0,85	1,11	-	0,70	0,04	7,24	0,10	0,18	3,27	0,02	0,95	Autocurage vérifié
R111-R112	46,30	43,80	30	0,08	1,57	75	577,91	600	6,07	1,72	0,91	1,12	-	0,75	0,04	6,80	0,09	0,17	3,04	0,02	0,88	Autocurage vérifié
R112-R113	43,80	41,90	30	0,06	1,57	75	608,43	800	6,42	3,23	0,49	0,98	-	0,49	0,04	6,31	0,10	0,32	3,21	0,03	0,93	Autocurage vérifié
R113-R114	41,90	39,20	30	0,09	5,59	75	917,96	1 000	8,89	6,98	0,80	1,10	-	0,68	0,04	9,74	0,13	0,70	4,45	0,07	1,28	Autocurage vérifié
R1D1-R157	41,90	40,70	30	0,04	0,39	75	393,38	400	3,21	0,40	0,97	1,13	-	0,79	0,04	3,62	0,05	0,04	1,60	0,00	0,46	Autocurage vérifié
R157-R158	40,70	40,40	30	0,01	0,85	75	684,51	800	2,55	1,28	0,66	1,06	-	0,60	0,04	2,71	0,04	0,13	1,28	0,01	0,37	Autocurage vérifié

Tronçon	CR AM	CR AV	Dis tan ce	I pent e	Q total	KS	D calculé	D norm	V PS	Q PS	Rq	Rv	R v min	Rh	R h min	V	V min	Qps/ 10-Qus	V	QPS /100-QUS	V	autocurage	
R158-R159	40,20	39,90	30	0,01	0,85	75	684,51	800	2,55	1,28	0,66	1,06	-	0,02	0,60	0,04	2,71	0,04	0,13	1,28	0,01	0,37	Autocurage vérifié
R159-R114	39,90	39,20	30	0,02	0,85	75	583,96	600	3,21	0,91	0,94	1,12	-	0,02	0,77	0,04	3,61	0,05	0,09	1,61	0,01	0,46	Autocurage vérifié
R114-R115	39,20	38,70	17	0,03	6,44	75	193,85 ¹	1 200	5,74	6,49	0,99	1,14	-	0,02	0,82	0,04	6,52	0,09	0,65	2,87	0,06	0,83	Autocurage vérifié
R115-R87	38,70	37,40	30	0,04	6,44	75	110,18 ¹	1 200	6,97	7,88	0,82	1,10	-	0,02	0,68	0,04	7,67	0,11	0,79	3,49	0,08	1,01	Autocurage vérifié
R76-R167	71,80	69,20	30	0,09	0,61	75	403,32	500	5,48	1,08	0,57	1,02	-	0,02	0,54	0,04	5,62	0,08	0,11	2,74	0,01	0,79	Autocurage vérifié
R167-R77	69,20	67,90	30	0,04	0,61	75	459,30	500	3,88	0,76	0,80	1,10	-	0,02	0,68	0,04	4,25	0,06	0,08	1,94	0,01	0,56	Autocurage vérifié
R77-R78	67,90	67,30	30	0,02	0,61	75	530,95	600	2,98	0,84	0,73	1,08	-	0,02	0,63	0,04	3,21	0,04	0,08	1,49	0,01	0,43	Autocurage vérifié
R78-R79	67,30	66,40	30	0,03	0,61	75	492,08	500	3,23	0,63	0,97	1,13	-	0,02	0,79	0,04	3,65	0,05	0,06	1,61	0,01	0,47	Autocurage vérifié
R94-R93	71,20	69,50	30	0,06	0,90	75	505,15	600	5,01	1,42	0,64	1,05	-	0,02	0,58	0,04	5,27	0,08	0,14	2,51	0,01	0,72	Autocurage vérifié
R93-R92	69,50	68,70	30	0,03	0,90	75	581,84	600	3,44	0,97	0,93	1,12	-	0,02	0,76	0,04	3,86	0,05	0,10	1,72	0,01	0,50	Autocurage vérifié
R92-R91	68,70	67,40	30	0,04	0,90	75	531,21	600	4,38	1,24	0,73	1,08	-	0,02	0,63	0,04	4,73	0,07	0,12	2,19	0,01	0,63	Autocurage vérifié
R91-R90	67,40	66,30	30	0,04	0,90	75	548,11	600	4,03	1,14	0,79	1,09	-	0,02	0,67	0,04	4,41	0,06	0,11	2,02	0,01	0,58	Autocurage vérifié
R117-R118	68,80	68,50	30	0,01	0,39	75	509,66	600	2,10	0,59	0,65	1,06	-	0,02	0,59	0,04	2,22	0,03	0,06	1,05	0,01	0,30	Autocurage vérifié
R118-R119	68,50	67,50	30	0,03	0,39	75	406,67	500	3,40	0,67	0,58	1,03	-	0,02	0,55	0,04	3,50	0,05	0,07	1,70	0,01	0,49	Autocurage vérifié
R119-R120	67,50	66,80	30	0,02	0,39	75	434,79	500	2,84	0,56	0,70	1,07	-	0,02	0,62	0,04	3,04	0,04	0,06	1,42	0,01	0,41	Autocurage vérifié
R120-R21	66,80	66,10	30	0,02	0,39	75	434,79	500	2,84	0,56	0,70	1,07	-	0,02	0,62	0,04	3,04	0,04	0,06	1,42	0,01	0,41	Autocurage vérifié

Tronçon	CR AM	CR AV	Dis tan ce	I pent e	Q total	KS	D calculé	D norm	V PS	Q PS	Rq	Rv	R v min	Rh	R h min	V	V min	Qps/ 10-Qus	V	QPS /100-QUS	V	autocurage
R121-R122	66,10	65,60	30	0,02	0,39	75	463,11	500	2,40	0,47	0,82	1,10	-	0,69	0,04	2,65	0,04	0,05	1,20	0,00	0,35	Autocurage vérifié
R122-R123	65,60	65,02	30	0,02	0,39	75	450,40	500	2,59	0,51	0,76	1,09	-	0,65	0,04	2,82	0,04	0,05	1,30	0,01	0,37	Autocurage vérifié
R123-R124	65,02	63,20	30	0,06	0,39	75	363,48	400	3,95	0,50	0,78	1,09	-	0,66	0,04	4,31	0,06	0,05	1,98	0,00	0,57	Autocurage vérifié
R124-R125	63,20	61,30	30	0,06	0,39	75	360,56	400	4,04	0,51	0,77	1,09	-	0,66	0,04	4,39	0,06	0,05	2,02	0,01	0,58	Autocurage vérifié
R125-R126	61,30	57,40	30	0,13	0,39	75	315,08	400	5,78	0,73	0,53	1,01	-	0,52	0,04	5,83	0,09	0,07	2,89	0,01	0,84	Autocurage vérifié
R126-R127	57,40	53,20	30	0,14	0,39	75	310,73	400	6,00	0,75	0,51	1,00	-	0,51	0,04	5,99	0,09	0,08	3,00	0,01	0,87	Autocurage vérifié
R127-R128	53,20	49,90	30	0,11	0,39	75	325,10	400	5,32	0,67	0,58	1,03	-	0,55	0,04	5,48	0,08	0,07	2,66	0,01	0,77	Autocurage vérifié
R1C1-R80	67,40	67,20	30	0,01	0,61	75	652,40	800	2,08	1,05	0,58	1,03	-	0,55	0,04	2,15	0,03	0,10	1,04	0,01	0,30	Autocurage vérifié
R2C2-R80	67,60	67,20	30	0,01	0,61	75	572,89	600	2,43	0,69	0,89	1,12	-	0,73	0,04	2,71	0,04	0,07	1,22	0,01	0,35	Autocurage vérifié
R80-R81	67,20	65,20	30	0,07	0,61	75	423,66	500	4,81	0,94	0,65	1,06	-	0,59	0,04	5,07	0,07	0,09	2,41	0,01	0,69	Autocurage vérifié
R81-R82	65,20	62,20	30	0,10	0,61	75	392,64	400	5,07	0,64	0,96	1,13	-	0,79	0,04	5,72	0,08	0,06	2,54	0,01	0,73	Autocurage vérifié
R82-R83	62,20	57,50	30	0,16	0,61	75	360,94	400	6,35	0,80	0,77	1,09	-	0,66	0,04	6,91	0,10	0,08	3,18	0,01	0,92	Autocurage vérifié
R83-R84	57,50	51,60	30	0,20	0,61	75	345,88	400	7,11	0,89	0,69	1,07	-	0,61	0,04	7,58	0,11	0,09	3,56	0,01	1,03	Autocurage vérifié
R84-R85	51,60	43,80	30	0,26	0,61	75	328,24	400	8,18	1,03	0,60	1,04	-	0,56	0,04	8,47	0,12	0,10	4,09	0,01	1,18	Autocurage vérifié
R85-R86	43,80	41,80	30	0,07	0,61	75	423,66	500	4,81	0,94	0,65	1,06	-	0,59	0,04	5,07	0,07	0,09	2,41	0,01	0,69	Autocurage vérifié
R1F1-R86	42,00	41,80	20	0,01	0,41	75	521,26	600	2,10	0,59	0,69	1,07	-	0,61	0,04	2,25	0,03	0,06	1,05	0,01	0,30	Autocurage vérifié
R86-R87	41,80	37,40	30	0,15	1,02	75	443,24	500	7,13	1,40	0,73	1,08	-	0,64	0,04	7,70	0,11	0,14	3,57	0,01	1,03	Autocurage vérifié

R87-R88	37,40	35,10	30	0,08	7,07	75	1 032,97	1 200	9,27	10,48	0,67	1,06	0,02	0,60	0,04	9,86	0,14	1,05	4,64	0,10	1,34	Autocurage vérifié
R88-R89	35,10	34,80	25	0,01	7,07	75	1 462,53	1 500	4,26	7,52	0,94	1,12	0,02	0,77	0,04	4,79	0,06	0,75	2,13	0,08	0,62	Autocurage vérifié

Remarque : Rapport des débits (R_q), Rapport des vitesses (R_v), Rapport des hauteurs (R_h).

Q : Débit transporté par la conduite circulaire (en mètres cubes par seconde, m^3/s).

V : Vitesse d'écoulement de l'eau (en mètres par seconde, m/s).

h : Hauteur de remplissage dans la conduite (en mètres, m).

Q_{ps} : Débit en pleine section (en mètres cubes par seconde, m^3/s).

V_{ps} : Vitesse en pleine section (en mètres par seconde, m/s).

D_{cal} : Diamètre calculé de la conduite (en millimètres, mm).

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

7.4 -Conclusion :

Après avoir mené à bien le dimensionnement du réseau d'assainissement, il est important de tirer quelques conclusions essentielles. Tout d'abord, il est clair que le dimensionnement adéquat de ce réseau est crucial pour assurer une gestion efficace des eaux usées et pluviales dans notre agglomération. La prise en compte des facteurs tels que la topographie, la capacité de collecte, et les prévisions de croissance de la population sont essentiels pour garantir la pérennité du système.

En outre, la variante de réseau que nous avons choisie, avec des collecteurs principaux desservant chaque quartier et des collecteurs secondaires le long des voies existantes, semble être une approche judicieuse pour notre situation. Elle permet de minimiser les diamètres des collecteurs et de réduire les coûts tout en assurant une collecte efficace des eaux usées et pluviales. Nous remarquons que les diamètres des tronçons sont compris entre 400 et 1500 mm qui n'affectent pas de problème à la pose de canalisation.

Chapitre -8-

LES ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU DE LA VARIANTE PROPOSEE

LES ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU DE LA VARIANTE PROPOSEE

8.1-Introduction

Les structures employées dans un réseau d'assainissement doivent garantir une évacuation efficace et sans stagnation des eaux usés et pluviales. Les infrastructures auxiliaires englobent tous les équipements pour la connexion, l'accès, la collecte et la réception des eaux pluviales, ainsi que les installations conçues pour faciliter l'utilisation rationnelle du réseau.

Le dimensionnement des ouvrages annexes repose sur des principes hydrauliques visant à garantir non seulement la performance optimale de ces ouvrages, mais également leur durabilité à long terme.

8.2- Les ouvrages principaux :

Les ouvrages principaux comprennent généralement des éléments tels que les collecteurs, les stations de pompage, les bassins de rétention, les stations d'épuration, les déversoirs d'orage, et d'autres structures importantes. Les ouvrages principaux sont essentiels pour le traitement, la collecte et l'évacuation des eaux usées et pluviales dans un système d'assainissement.

8.2.1- Les conduites :

Il existe divers matériaux couramment utilisés pour la fabrication de canalisations, parmi lesquels on peut citer :

- Conduites en fonte.
- Conduites en béton non armé.
- Conduites en béton armé.
- Conduites en amiante-ciment.
- Conduites en grès artificiel.
- Conduites en PVC.

8.2.2- Choix du matériau des conduites à utiliser :

Le choix d'une canalisation repose initialement sur des spécifications techniques essentielles qui servent de fondement à la sélection. Ensuite, il doit être économiquement viable. Actuellement, la préférence parmi plusieurs options de canalisations est souvent dictée par des considérations économiques, Pour notre projet, les conduites utilisées ont pour

avantages :

- La disponibilité sur le marché national.
- Étanchéité primordiale.
- Résistance attaques chimiques.
- Bonne résistance mécanique.
- Leur bonne stabilité dans les tranchées.
- Pose et assemblage facile.

8.2.3- Les joints des conduites en béton armé :

Les joints des conduites en béton armé sont des éléments essentiels pour assurer l'étanchéité et la stabilité de ces conduites. Les joints jouent un rôle crucial dans la prévention des fuites et du déplacement des sections de canalisation. Il existe plusieurs types de joints pour les conduites en béton armé, notamment :

8.2.3.1- Joint type Rocla

Ce type de joint est conçu pour résister aux contraintes hydrauliques et aux variations de pression dans les systèmes d'assainissement et d'eau potable. Il est fabriqué par la société Rocla, qui est connue pour ses produits en béton préfabriqué pour les infrastructures de génie civil.

8.2.3.2- Joint à demi-emboîtement

Contrairement à un joint à emboîtement complet, où une section de canalisation s'emboîte entièrement dans l'autre, un joint à demi-emboîtement permet à une section de canalisation de s'emboîter partiellement dans l'autre, laissant une partie de la canalisation exposée à l'extérieur.

8.2.3.3- Joint à collet

Le bourrage est réalisé en utilisant du mortier de ciment, et il est réservé aux sols de qualité satisfaisante avec une faible pente.

Pour notre projet nous avons utilisé les joints type Rocla, vu les avantages qu'elles présentent et leur disponibilité sur le marché national.

8.3- Les ouvrages annexes :

Les ouvrages annexes jouent un rôle de grande importance dans la gestion efficace des réseaux d'assainissement. Ils sont variés et remplissent diverses fonctions, contribuant

ainsi à optimiser les coûts et à garantir le bon fonctionnement du système. Ces ouvrages annexes sont regroupés en deux catégories distinctes :

- Les ouvrages normaux.
- Les ouvrages spéciaux.

8.3.1- Les ouvrages normaux :

Les ouvrages normaux représentent les installations standards essentielles situées en amont ou le long des réseaux d'assainissement. Leur rôle principal est généralement d'assurer la collecte des effluents ou de servir d'accès au réseau.

8.3.1.1- Les branchements :

Lors du raccordement au réseau d'assainissement, il est essentiel de respecter le type de réseau en place dans le domaine public, qu'il soit unitaire ou séparatif. Si une habitation se trouve en contrebas par rapport à ce collecteur, l'utilisation d'une pompe de relevage est nécessaire pour effectuer le raccordement au réseau d'assainissement.

Le processus de branchement comprend deux éléments principaux :

Le regard de branchement : il marque l'emplacement où le raccordement au réseau public doit être effectué de manière obligatoire.

La canalisation de branchement : cette canalisation relie le regard de branchement au collecteur du réseau public.

Il est important de noter que le diamètre des branchements doit être inférieur à celui de la canalisation publique, généralement d'environ 7/10, afin de réduire les risques d'obstruction. Le diamètre minimal des branchements ne doit pas être inférieur à 150 mm, et il est recommandé d'avoir une pente minimale de 3% pour assurer un bon écoulement.

8.3.1.2- Les caniveaux :

Ces dispositifs sont généralement constitués de rigoles ou de canaux en béton, en acier, ou en matériaux composites, et ils sont conçus pour faciliter l'écoulement des eaux de pluie vers les réseaux d'assainissement ou les ouvrages de stockage.

8.3.1.3- Les bouches d'égout :

Les bouches d'égout, également appelées regards d'égout ou regards de voirie, sont des ouvertures situées au niveau de la chaussée ou des trottoirs des voies publiques. On les

mettent tous les 50 m

Dans le cadre de notre projet, nous choisissons d'installer des caniveaux le long des voies routières et d'utiliser des bouches d'égout à accès latéral.

8.3.1.4- Les regards :

Ce sont des ouvrages d'inspection et d'accès aux réseaux souterrains tels que les collecteurs d'eaux usées et pluviales. Ils sont utilisés pour surveiller, entretenir et faciliter l'accès aux canalisations et aux conduites souterraines.

Ce Le choix du type de regard dépend de la configuration du site, de la topographie, de la pente du terrain et du système d'évacuation. Il est essentiel que l'emplacement et la distance entre deux regards soient conformes à la forme et aux exigences du collecteur. L'installation de regards est nécessaire dans les situations suivantes :

- Aux points de jonction.
- Lors de changements de direction.
- En cas de modification de la pente.
- Aux points de décharge.

Dans Pour les terrains en pente régulière (tracé rectiligne), l'intervalle entre les regards peut varier de 50 à 80 mètres, en particulier pour les canalisations qui ne sont pas accessibles. Pour les terrains accidentés et les zones industrielles (plus de pollution), cet espacement peut être réduit à 35 à 50 mètres.

Nous identifions plusieurs types de regards :

Il est à noter que dans notre projet, nous devons nécessairement utiliser des regards de jonction et de visite.

8.3.1.4.1- Regard de jonction :

C'est une structure ou un ouvrage conçu pour connecter différentes canalisations ou conduites d'égout. Ces regards sont généralement situés aux points où les conduites se rejoignent ou se croisent, ce qui permet de diriger efficacement les eaux usées et pluviales vers le réseau d'assainissement.

Dans notre zone d'étude, les regards de jonction revêtent une importance cruciale en raison de la configuration du réseau qui comporte plusieurs changements de direction.

8.3.1.4.2- Regard de chute

C'est une structure présente dans un réseau d'assainissement qui est conçue pour gérer les variations de pente du collecteur. Il est généralement situé à des endroits où la conduite présente une pente significative ou où elle passe d'une pente raide à une pente plus douce. Le regard de chute permet de contrôler le flux d'eau dans la conduite, d'éviter les accumulations de sédiments et de garantir un écoulement régulier dans le réseau.

8.3.1.4.3- Regard de visite :

Il est conçu pour permettre l'inspection, la maintenance, et le nettoyage des canalisations ou des conduits souterrains. Les regards de visite sont généralement construits en béton, en plastique renforcé, ou en matériaux similaires, et ils sont équipés de couvercles amovibles pour faciliter l'accès; l'intervalle d'espace est de 35 à 80m.

Pour notre zone urbaine, les regards de visite sont positionnés à des intervalles de 35 à 70 mètres.

8.3.2-Les ouvrages spéciaux :

8.3.2.1-Les déversoirs d'orage :

Les déversoirs d'orage, aussi appelés déversoirs de crue, sont des dispositifs de drainage conçus pour évacuer les eaux pluviales excédentaires lors de fortes précipitations, afin de prévenir les inondations.

8.3.2.1.1-Emplacement des déversoirs d'orage :

Avant L'emplacement des déversoirs d'orage est stratégique pour assurer une gestion efficace des eaux pluviales et éviter les inondations. Ces déversoirs sont généralement positionnés à des endroits clés dans un réseau d'assainissement, tels que :

En amont de points critiques : Les déversoirs d'orage sont souvent situés en amont de zones sensibles aux inondations, comme des quartiers résidentiels ou des zones industrielles. Ils permettent de libérer l'excès d'eau pluviale avant qu'elle ne provoque des dégâts.

À des points bas : Les déversoirs sont généralement placés à des endroits géographiquement bas où l'eau a naturellement tendance à s'accumuler. Cela peut être le point le plus bas d'un réseau d'égouts ou une zone propice à l'accumulation d'eau de pluie.

Près des exutoires : Les déversoirs d'orage sont souvent situés près des exutoires du réseau d'assainissement, comme des rivières, des lacs ou des canaux, où l'eau excédentaire peut

être évacuée en toute sécurité.

En fonction de la topographie : L'emplacement des déversoirs dépend également de la topographie locale. Ils sont placés là où la pente du terrain et la configuration du réseau d'assainissement le permettent pour assurer un écoulement optimal.

En fonction de la capacité de traitement : Certains déversoirs d'orage sont équipés de dispositifs de traitement pour éliminer les polluants avant le rejet des eaux pluviales dans l'environnement. Dans ce cas, l'emplacement peut être déterminé en fonction des besoins en traitement des eaux.

Dans notre étude nous avons prévu un déversoir de type latéral le long du dernier tronçon à l'entrée de la STEP.

a- Données de base pour le dimensionnement du déversoir d'orage type latéral:

Dans notre étude, nous avons prévu un déversoir d'orage de type latéral situé à proximité de la STEP (R89-D.O) dans le but de réduire la charge sur la STEP.

Lorsque nous planifions l'emplacement d'un déversoir d'orage spécifique, il est essentiel de déterminer les caractéristiques suivantes à ces points précis :

Le débit total, comprenant le débit pluvial et le débit en temps sec.

Le débit critique.

Ensuite, nous devons prendre en considération les données relatives aux collecteurs, notamment :

La pente motrice moyenne.

Les diamètres des collecteurs en amont et en aval.

Les conditions d'écoulement, qu'il s'agisse d'un écoulement fluvial ou torrentiel.

La charge moyenne disponible pour évacuer l'eau vers la décharge.

Le dimensionnement des déversoirs d'orage repose sur le principe général de la loi de déversement de Bazin, formulée comme suit :

$$Q = m.L.h_{dév} \cdot \sqrt{2gh_{dév}}$$

Avec :

m : Coefficient de contraction de la lame déversante, prenant en considération l'écoulement ($m = 0,37$).

L : Longueur du déversoir, exprimée en mètres.

g : Accélération due à la gravité, $g = 9,81 \text{ m/s}^2$.

hdév : Hauteur de la lame déversante au-dessus du seuil du déversoir.

b- Dimensionnement du déversoir d'orage type latéral:

Dans notre situation, nous avons choisi un rapport de trois pour un, ce qui signifie qu'une partie des eaux usées domestiques est combinée avec deux parties des eaux pluviales. Par conséquent, le débit dirigé vers la station de relevage via le déversoir d'orage est équivalent à trois fois le débit en temps sec.

Le débit résiduel est ensuite déversé dans l'environnement naturel, c'est-à-dire la mer, à travers une conduite de décharge. Ce déversoir d'orage est situé dans la partie ouest de notre zone d'étude. Pour cela, nous devons disposer des données fondamentales suivantes :

Diamètre du collecteur d'entrée : $D_e = 1500 \text{ mm}$.

Débit total à l'entrée : $Q_{pl} = 7,068 \text{ m}^3/\text{s}$.

Débit en temps sec : $Q_{ts} = 0,16 \text{ m}^3/\text{s}$.

Débit à pleine section du collecteur d'entrée : $Q_{ps} = 7,52 \text{ m}^3/\text{s}$.

Pente du collecteur égale à $0,032 \text{ m/m}$.

c-Détermination du temps de concentration :

Dans le calcul du temps de concentration, nous devons suivre le chemin hydraulique le plus long, qui est déterminé par le collecteur projeté le plus long.

Dans notre cas, le bassin est urbanisé et comprend une canalisation, ce qui signifie que ce temps de concentration est composé de deux parties, à savoir t_1 et t_2 .

$$t_1 = \frac{L}{60V}$$

Le temps de concentration, noté " t_c ", est calculé en fonction de la longueur entre deux regards (L) et de la vitesse d'écoulement (V) en mètres par seconde (m/s). Ce paramètre revêt plusieurs utilités, notamment :

- Comparaison avec le temps de chute de pluie : Si le temps de concentration

(tc) est supérieur ou égal au temps de chute de pluie, alors il représente le débit maximal à considérer.

- Compréhension des caractéristiques d'écoulement de la surface à drainer.
- Calcul du coefficient de retardement nécessaire pour déterminer le débit critique lors du dimensionnement des ouvrages, tels que les déversoirs.

Les résultats de ce calcul sont présentés dans le tableau 8.1.

Tableau 8.1: Détermination du temps de concentration « t₁ »

<i>Tronçon</i>	<i>Longueur</i>	<i>Vit (m/S)</i>	<i>t_l</i>	<i>Cumulée</i>
R1-R2	24	2,405	0,166	0,57
R2-R3	20	3,486	0,09	0,67
R3-R4	20	2,71	0,12	0,794
R4-R5	30	3,844	0,13	0,92
R5-R6	30	3,158	0,158	1,08
R6-R7	30	4,131	0,121	1,203
R7-R8	30	3,637	0,137	1,340
R8-R9	30	1,711	0,292	1,632
R9-R10	30	1,482	0,337	1,97
R10-R11	20	1,0483	0,3179	2,288
R11-R12	30	1,210	0,413	2,701
R12-R13	18	1,1050	0,271	2,972
R13-R14	20	4,3950	0,0758	3,0484
R14-R15	40	1,482	0,449	3,498
R15-R16	20	4,64	0,071	3,569
R16-R17	30	1,482	0,33	3,90
R17-R18	20	1,210	0,275	4,18
R18-R140	30	1,048	0,476	4,65
R140-R139	30	1,675	0,29	4,957
R139-R138	30	1,675	0,298	5,25
R138-R137	20	1,18	0,281	5,53
R137-R136	20	1,1845	0,281	5,81
R136-R135	30	1,7119	0,292	6,111
R135-R142	30	2,26	0,220	6,33
R142-R143	30	1,768	0,282	6,614
R143-R144	30	3,423	0,1460	6,76
R144-R145	30	1,675	0,298	7,059
R145-R146	30	2,264	0,22	7,28
R146-R147	30	2,838	0,176	7,456
R147-R148	30	2,26	0,220	7,676
R148-R161	30	2,965	0,168	7,8455
R161-R162	30	3,296	0,151	7,997
R162-R163	30	3,086	0,162	8,159
R163-R164	30	2,421	0,206	8,365

R156-R155	30	2,965	0,168	8,53
R164-R150	30	4,471	0,1118	8,646
R150-R151	30	2,735	0,182	8,828
R151-R152	30	1,934	0,2584	9,087
R152-R153	30	1,835	0,272	9,35
R153-R154	25	1,765	0,235	9,595
R154-R113	18	1,783	0,168	9,76
R113-R114	15	4,44	0,056	9,820
R114-R115	17	2,87	0,09861	9,918
R115-R87	30	3,4873	0,143	10,06
R87-R88	30	4,638	0,107	10,17
R88-R89	25	2,13	0,1955	10,36

On trouve que $t_1=10$ minutes et On a pris $t_2=15$ minutes
Donc $t_c = 25$ minutes.

d- Mode de calcul

1- Le débit La valeur du débit total (Q_t) de dimensionnement est obtenue en additionnant les débits en temps sec ($Q_{usé}$) et le débit pluvial (Q_{pl}) : $Q_t = Q_{pl} + Q_{usé}$

2- Par exemple, dans notre cas, $Q_t = 7,068 + 0,16$, donc $Q_t = 7,228$ m³/s.

- Le débit critique est calculé en utilisant un coefficient de retardement (Z) qui vise à réduire les débits pluviaux. Cette réduction peut être prise en compte lors du dimensionnement des déversoirs d'orage.

$$Q_{cr} = Z * Q_t \rightarrow Q_{cr} = \left(1 - \frac{t_c}{100}\right)$$

Le temps de concentration (t_c) est déterminé en tenant compte de la composition et de la configuration de la surface à drainer (minutes).

Le coefficient de retardement (Z) est utilisé pour réduire le débit critique (Q_{cr}).

Par exemple, dans notre cas, le débit critique est calculé comme suit :

$$Q_{cr} = 7,228 \times (1 - 25/100), \text{ ce qui donne } Q_{cr} = 5,42 \text{ m}^3/\text{s}.$$

4- Le débit de pointe transitant vers le collecteur de rejet, qui transporte les eaux vers la STEP (en tenant compte d'une dilution de 3), peut être calculé comme suit : $Q_{st} = (1 + 2) * Q_{usé}$

Où :

Q_{st} représente le débit de la station de relevage.

$(1 + 2)$ est un facteur qui tient compte de la dilution de l'eau usée par l'eau pluviale (dans cet exemple, une dilution de 3 est utilisée).

$Q_{usé}$ est le débit en temps sec.

$$\text{AN : } Q_{st} = 3 * 0,16, \text{ donc } Q_{st} = 0,48 \text{ m}^3/\text{s}.$$

5- Le débit rejeté vers l'exutoire peut être calculé comme suit : $Q_{dév} = Q_{cr} - Q_{st}$

Où :

$Q_{dév}$ représente le débit rejeté vers l'exutoire.

Q_{cr} est le débit critique.

Q_{st} est le débit de la station d'épuration.

$$\text{AN : } Q_{dév} = 5,42 - 0,48, \text{ donc } Q_{dév} = 4,94 \text{ m}^3/\text{s}.$$

5- Pour calculer la hauteur d'eau correspondant aux débits à l'amont du déversoir (la lame déversée $h_{dév}$), On utilise la formule précédente du débit deversé et la loi de déversement de Bazin mentionnée précédemment : $h_{dév} = (Q_{dév} / (k * L_o))^2$

Où :

$h_{dév}$ représente la hauteur de la lame déversée au-dessus du seuil du déversoir.

$Q_{dév}$ est le débit rejeté vers l'exutoire.

k est le coefficient de contraction de la lame déversante (dans cet exemple, $k = 0,37$).

Lo est la longueur du déversoir.

$$hdév = (4,94 / (0,37 * 11))^2 = 1,47 \text{ m}$$

6- La largeur du seuil, déversant (L) :

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

$$L=1,69 \text{ m}$$

8.4 -Conclusion :

Le choix des conduites dans un système d'assainissement est crucial pour assurer le bon fonctionnement du projet. Il dépend de plusieurs facteurs, notamment la forme et le matériau des conduites. Dans notre étude, après avoir examiné différents types de conduites, nous avons opté pour l'utilisation de conduites circulaires en béton et de conduites en béton armé. Ces choix ont été motivés par le fait que ces conduites répondent aux exigences spécifiques de notre projet.

En outre, les ouvrages annexes que nous avons dimensionnés, tels que le déversoir d'orage, jouent un rôle essentiel dans le système. Ils permettent de décharger une partie du débit du réseau vers le milieu naturel, tout en dirigeant l'autre partie vers la station de relevage. Cette approche a permis de réduire significativement les diamètres des collecteurs en aval, ce qui contribue à l'efficacité globale du système d'assainissement.

Chapitre -9-

POSE DE CANALISATION

POSE DE CANALISATION

9.1-Introduction

La pose de canalisations commence par la sélection d'un tracé approprié, qui doit être soigneusement planifié pour éviter tout obstacle lors de l'excavation des tranchées. Le choix du tracé doit minimiser autant que possible les surprofondeurs, en évitant notamment les zones marécageuses et les remontées de nappe phréatique. Ce chapitre vise à détailler les différentes étapes de la pose des canalisations.

Après avoir effectué le dimensionnement hydraulique de notre réseau d'assainissement, il est crucial que la réalisation des travaux respecte toutes les hypothèses du projet, en particulier celles qui ont influencé les aspects mécaniques tels que :

- La largeur de la tranchée
- La hauteur de couverture
- Les caractéristiques du sol
- Les systèmes de blindage
- Les profils en long et en travers
- Le niveau de la nappe phréatique

Il est primordial que les tuyaux soient posés en alignement et avec une inclinaison correcte. L'enfouissement des canalisations vise à les protéger des dommages extérieurs, à maintenir la température de l'eau et à la préserver des effets du gel.

9.2- Les actions reçues par les conduites

Les Les conduites enterrées sont exposées à diverses contraintes, notamment :

- La pression verticale causée par le remblai.
- La pression résultant des charges dues au passage de véhicules.
- La pression résultant des charges permanentes de surface.
- La pression hydrostatique externe en raison de la présence éventuelle d'une nappe phréatique.
- Les tassements différentiels du terrain.
- L'influence des racines d'arbres.

Ces divers facteurs doivent être pris en compte lors de la conception et de l'installation de conduites enterrées pour garantir leur résistance et leur durabilité.

9.3- Décapage de la couche végétale:

L'opération de décapage de la terre végétale est effectuée à l'aide d'un bulldozer sur une couche d'une épaisseur de 10 cm. Le volume de terre végétale décapée, noté V_{cv} , peut être calculé comme suit :

$$V_{cv} = b \times hv \times L$$

V_{cv} représente le volume de la couche de terre végétale en mètres cubes (m^3).

b est la largeur de la couche végétale de la tranche en mètres (m).

hv est la hauteur de la couche, qui est égale à 0,1 mètre (m).

L est la longueur totale des tranchées en mètres (m).

Il est important de noter que si la tranchée est réalisée sous des voies publiques, le décapage doit être effectué avec précaution, sans causer de dommages aux parties environnantes.

9.4- Principe de pose de canalisations :

9.4.1- Opérations et précautions d'emboîtement :

Chaque Lors de la pose de chaque élément, il est essentiel de suivre ces étapes avec précaution dans la tranchée :

Positionnement : Placez chaque élément avec précision dans la tranchée.

Alignement : Présentez l'élément de manière à ce qu'il soit aligné avec l'élément précédemment posé.

Préparation des surfaces : Avant l'assemblage, assurez-vous de débarrasser les parties à assembler de toute boue, poussière ou sable.

Vérification de la bague d'étanchéité : Assurez-vous que la bague d'étanchéité est positionnée correctement pour assurer une étanchéité appropriée.

Ces étapes garantissent une installation précise et fiable des éléments du réseau d'assainissement.

9.4.2- Profondeur de tranchée :

Prévoir Pour assurer une installation correcte de la conduite dans la tranchée, il est important de prendre en compte les facteurs suivants :

Prévoir l'espace nécessaire pour le lit de pose.

Assurer que la profondeur de la tranchée empêche toute intercommunication avec d'autres conduites.

Calculer la profondeur totale en utilisant la formule suivante :

$$H = e + D + h$$

Où :

H : Profondeur de la tranchée (en mètres)

D : Diamètre de la conduite (en mètres)

e : Épaisseur du lit de pose (en mètres)

h : Hauteur du remblai au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite (en mètres)

En respectant ces paramètres, vous pouvez garantir une installation adéquate de la conduite dans la tranchée.

9.4.3- Fond de fouille :

Lors de la préparation du fond de la tranchée pour la pose de la canalisation, plusieurs étapes doivent être suivies :

Éliminer les roches de grosse granulométrie et les affleurements de points durs.

Niveler le fond de la tranchée conformément à la pente prévue dans le projet.

Il est recommandé de poser la canalisation sur un lit de sable d'une épaisseur de 10 cm, soigneusement nivelé selon les cotes du profil en long.

Consolider le fond de la tranchée de manière appropriée.

Placez chaque tuyau sur deux briques positionnées sur ce fond.

Pour les terrains de mauvaise qualité, il est préférable d'utiliser des dalles en béton pour assurer une base solide et stable pour la canalisation.

Ces étapes garantiront une installation appropriée de la canalisation et contribueront à sa durabilité.

9.4.4- La largeur d'ouverture de tranchée

La largeur de la tranchée doit être calculée de manière à être supérieure au diamètre extérieur du tube, avec une réserve de 30 cm de chaque côté de la génératrice extérieure de la conduite. Cette largeur se calcule comme suit :

$$B = d + 0,6$$

Où :

B : largeur de la tranchée (m)

d : diamètre extérieur de la conduite (m)

0,6 m : réserve de part et d'autre de la génératrice extérieure de la conduite

La forme de la tranchée peut être rectangulaire ou trapézoïdale, en fonction des caractéristiques du terrain et de la profondeur de la tranchée.

9.4.5- Mise en place des tubes :

Lors de la pose du tube, il est essentiel de suivre les étapes suivantes :

Le tube doit être positionné avec précision dans l'axe de l'élément précédemment installé.

Il doit être emboîté correctement, réaligné au besoin, et ensuite calé pour éviter toute intrusion de corps étrangers dans la conduite.

Les tubes doivent être installés en commençant par l'extrémité aval, de sorte que l'emboîture soit dirigée vers l'amont.

9.4.6- Remblaiement de la Tranchée :

Après avoir effectué la pose des canalisations dans les tranchées, nous procédons au remblaiement selon la méthode suivante :

Nous commençons par un enrobage de 10 cm au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite.

Le matériau utilisé est constitué de déblais dépourvus de pierres grossières.

À l'aide d'engins de construction, nous continuons le remblayage en ajoutant des couches successives de 0,25 m d'épaisseur, que nous compactons une par une. Pour cette étape, nous utilisons la terre issue des déblais.

Pour assurer la résistance des conduites aux forces extérieures causées par les charges fixes et mobiles ainsi que par le remblai, il est crucial de choisir des matériaux qui garantissent cette résistance.

Nous installons également un grillage avertisseur de couleur noire, situé à 20 à 30 cm au-dessus des conduites enterrées. Cette mesure vise à signaler la présence des conduites dans le sol et à réduire les risques de heurts accidentels.

La hauteur des couches de remblai est ajustée en fonction de la nature du matériau, de la puissance de l'engin de compactage et de l'objectif de densification. Le compactage de ces couches doit être effectué, dans la mesure du possible, après le retrait des blindages jusqu'à la hauteur de la couche à compacter.

9.4.7- Construction des regards :

Les regards sont généralement de forme carrée, et leurs dimensions dépendent du type de conduites circulaires auxquelles ils sont associés. La profondeur des regards est calculée comme la différence entre la cote du tampon du regard et le point de départ de la conduite qui y est raccordée (côte du radier). Dans la plupart des situations, nous ajoutons une marge de 30 cm pour permettre l'accumulation de solides transportés par les conduites. L'épaisseur de cette marge peut varier d'un regard à un autre en fonction des besoins spécifiques.

9.5-Techniques de pose de canalisation

9.5.1- Techniques traditionnelles :

Utilisation de pelles hydrauliques.

Utilisation de trancheuses.

Terrassement par aspiration.

9.5.2- Techniques sans tranchées :

Il s'agit de méthodes modernes mentionnées à titre informatif dans ce chapitre. Ces techniques permettent de poser des canalisations sans creuser de tranchées ou perturber la surface :

Ces différentes techniques peuvent être classées comme suit :

Fonçage.

Chemisage.

Remplacement d'ouvrage sans tranchée par microtunnelage.

Remplacement d'ouvrage sans tranchée par éclatement (tubage) : cette technique peut créer une hétérogénéité dans l'environnement de la canalisation, ce qui peut affecter sa résistance mécanique.

9.6- Pose dans un terrain ordinaire:

La canalisation est installée dans une tranchée d'une largeur minimale de 110 cm et à une profondeur suffisante pour accueillir le lit de pose. La couche de remblai au-dessus de la conduite doit avoir une épaisseur minimale de 80 cm. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 10 à 15 cm, soigneusement nivelé.

L'assemblage des joints, le cas échéant, doit de préférence être effectué au fond de la tranchée.

Pour des raisons de sécurité, les tests de pression des conduites et des joints doivent être réalisés avant le remblayage. Ces tests consistent à remplir la conduite d'eau sous une pression égale à 1,5 fois la pression de service prévue pendant le fonctionnement.

Le remblayage doit être effectué par couches de 20 à 30 cm.

9.7- Choix des engins

Le choix des engins est crucial dans la réalisation des travaux, chaque opération nécessitant un engin adapté.

9.7.1- Pour le décapage de la couche de terre végétale :

Nous utilisons un bulldozer, notamment lorsque le terrain est difficile. Cependant, la niveleuse est l'engin le mieux adapté à ce type de travaux.

9.7.2- Pour l'excavation des tranchées :

Nous utilisons une pelle équipée d'un rétro. Les pelles sont des engins de terrassement polyvalents adaptés à tous les types de sols. Ils sont utilisés pour l'excavation et le chargement des déblais.

9.7.3- Pour le remblayage des tranchées :

Pour les travaux de grande envergure, le chargeur est l'engin le plus adapté. Les chargeurs sont des tracteurs équipés de bras articulés à l'avant, actionnés par des vérins, et munis de godets.

9.7.4- Pour le compactage :

Après la pose des canalisations, il est nécessaire de remblayer la tranchée et de compacter correctement. Pour les tranchées de petite taille, des compacteurs manuels peuvent être utilisés.

9.7.5- Mise en place des conduites :

La mise en place des conduites est réalisée à l'aide d'engins spécifiques appelés « pipelayers ».

9.8 -Devis quantitatif et estimatif

Pour estimer le coût de réalisation de notre projet, nous devons suivre un processus de calcul des devis quantitatif et estimatif. Ce processus implique la détermination des quantités nécessaires pour toutes les opérations sur le site de construction, puis leur multiplication par les prix unitaires correspondants. Voici les différentes étapes chronologiques des travaux à considérer :

Travaux de décapage de la terre végétale.

Excavation des tranchées.

Fourniture et pose de lit de sable.

Fourniture et pose des buses en béton ou en béton armé.

Construction des regards et des déversoirs d'orage en béton armé.

Travaux de remblaiement de la tranchée.

Transport des sols excédentaires.

9.8.1-Détermination des différents volumes :

9.8.1.1-Volume du lit du sable.

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

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

e : Epaisseur de la couche de sable en (m).

B : Largeur de la couche du tronçon en (m).

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

9.8.1.2-Volume occupé par les conduites.

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

V_{condt} : Volume occupé par les conduites en (m³).

D : Diamètre de la conduite en (m).

9.8.1.3-Volume du remblai.

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

V_r : Volume du remblai en (m^3).

9.8.1.4-Volume excédentaire

$$V_{ex} = V_f - V_r$$

V_{ex} : Volume du sol excédentaire en (m^3).

V_f : Volume du sol foisonné en (m^3).

Tel que : $V_f = V_{deb} \cdot K_f$

K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas on

a : $K_f = 1,23$.

Tableau 9.1:détermination des différents volumes pour les collecteurs.

tronçon	Profondeur moyenne de la tranchée	Largeur de la tranchée B	Longueur de la tranchée	Volme du	Volme du Déblais	Volume du	Volume du lit de sable	Volume de la conduite	Volume du remblai V_r	volum Exedentaire V_{ex}
	H		L	couche végétale V_v	$V_{dé}$	foisonné déblais	V_{lt}	V_{cond}		
	m	m	m	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3	m^3
R1-R2	2,02	1,1	24	3	53	66	3	5	43	22
R2-R3	2,17	1,1	20	2,2	47,74	59	2,2	3,93	39	19
R3-R4	2,28	1,1	20	2,2	50	62	2,2	3,93	42	20
R4-R5	1,69	1,1	30	3,3	56	69	3,3	8,48	41	28
R5-R6	1,76	1,1	30	3,3	58	71	3,3	8,48	43	28
R6-R7	1,93	1,1	30	3,3	64	78	3,3	8,48	49	30
R7-R8	1,95	1,1	30	3,3	64	79	3,3	8,48	49	30
R8-R9	2,14	1,1	30	3,3	71	87	3,3	23,55	40	46
R9-R10	2,79	1,1	30	3,3	92	113	3,3	23,55	62	51
R10-R11	3,22	1,2	20	2,4	77	95	2,4	15,70	57	38
tronçon	H(m)	B (m)	L(m)	V_v (m^3)	$V_{dé}(m^3)$	$fdéb$ (m^3)	V_{lt} (m^3)	V_{cond} (m^3)	$V_r(m^3)$	V_{ex} (m^3)

R11-R12	3,1	1,2	30	3,6	112	137	3,6	23,55	81	56
R12-R13	2,73	1,2	18	2,2	59	73	2,2	14,13	41	32
R52-R55	2,55	1,2	30	3,6	92	113	3,6	2,12	82	30
R55-R56	2,36	1,2	40	4,8	113	139	4,8	5,02	99	41
R56-R57	2,17	1,2	40	4,8	104	128	4,8	5,02	90	39
R57-R58	2,07	1,2	30	3,6	75	92	3,6	3,77	64	28
R58-R59	2,04	1,4	30	4,2	86	105	4,2	3,77	74	32
R59-R60	2,01	1,4	30	4,2	84	104	4,2	3,77	72	32
R60-R13	2,03	1,4	30	4,2	85	105	4,2	3,77	73	32
R13-R14	2,04	1,4	20	2,8	57	70	2,8	15,70	36	34
R14-R15	2,16	1,4	40	5,6	121	149	5,6	20,10	90	59
R15-R16	2,45	1,6	20	3,2	78	96	3,2	15,70	56	40
R16-R17	1,75	1,4	30	4,2	74	90	4,2	23,55	42	49
R17-R18	1,79	1,4	20	2,8	50	62	2,8	15,70	29	33
R19-R18	1,93	1,4	35	4,9	95	116	4,9	27,48	57	59
R44-R45	2,09	1,4	30	4,2	88	108	4,2	3,77	76	32
R45-R46	2,01	1,4	30	4,2	84	104	4,2	5,89	70	34
R46-R47	1,89	1,4	30	4,2	79	98	4,2	5,89	65	33
R47-R48	1,88	1,4	30	4,2	79	97	4,2	5,89	65	32
R48-R71	1,98	1,4	30	4,2	83	102	4,2	5,89	69	33
R71-R66	1,71	1,1	30	3,3	56	69	3,3	5,89	44	25
R66-R65	1,71	1,1	30	3,3	56	69	3,3	8,48	41	28
R65-R64	1,78	1,1	30	3,3	59	72	3,3	8,48	44	29
R64-R63	1,83	1,1	30	3,3	60	74	3,3	8,48	45	29
R63-R62	1,9	1,1	30	3,3	63	77	3,3	5,89	50	27
R62-R61	1,9	1,2	30	3,6	68	84	3,6	8,48	53	31
<i>tronçon</i>	<i>H(m)</i>	<i>B (m)</i>	<i>L(m)</i>	V_v <i>(m3)</i>	<i>Vdéb(m3)</i>	<i>fdéb</i> <i>(m3)</i>	<i>Vlt (m3)</i>	<i>Vcond</i> <i>(m3)</i>	<i>Vr(m3)</i>	<i>Véx (m3)</i>

R61-R16	1,92	1,2	30	3,6	69	85	3,6	8,48	53	32
R70-R69	2,59	1,2	30	3,6	93	115	3,6	5,89	80	35
R69-R68	3,14	1,1	30	3,3	104	127	3,3	5,89	91	36
R68-R2A2	2,78	1,1	30	3,3	92	113	3,3	8,48	77	36
R2A2-R2A1	2,2	1,1	30	3,3	73	89	3,3	5,89	60	29
R2A1-R20	1,91	1,1	30	3,3	63	78	3,3	5,89	51	27
R103-R35	1,9	1,1	30	3,3	63	77	3,3	8,48	48	29
R35-R34	1,82	1,1	30	3,3	60	74	3,3	5,89	48	26
R34-R33	2,86	1,1	30	3,3	94	116	3,3	5,89	82	34
R33-R32	2,21	1,1	30	3,3	73	90	3,3	5,89	60	29
R32-R31	1,87	1,4	30	4,2	79	97	4,2	5,89	64	32
R101-R100	1,89	1,4	30	4,2	79	98	4,2	5,89	65	33
R100-R99	2,02	1,4	30	4,2	85	104	4,2	3,77	73	32
R99-R98	2,04	1,4	30	4,2	86	105	4,2	3,77	74	32
R98-R97	2,07	1,4	30	4,2	87	107	4,2	3,77	75	32
R97-R96	2,26	1,4	30	4,2	95	117	4,2	3,77	83	34
R96-R95	1,81	1,4	30	4,2	76	94	4,2	3,77	64	30
R95-R92	1,71	1,4	30	4,2	72	88	4,2	3,77	60	29
R18-R140	1,71	1,4	30	4,2	72	88	4,2	23,55	40	48
R140-R139	1,72	1,4	30	4,2	72	89	4,2	33,91	30	59
R139-R138	1,71	1,4	30	4,2	72	88	4,2	33,91	30	59
R138-R137	1,7	1,4	20	2,8	48	59	2,8	22,61	19	39
R137-R136	1,71	1,4	20	2,8	48	59	2,8	22,61	20	39
R136-R135	1,87	1,4	30	4,2	79	97	4,2	23,55	47	50
R135-R1B1	2,08	1,6	30	4,8	100	123	4,8	23,55	67	56
R141-R142	2,11	1,6	30	4,8	101	125	4,8	5,89	86	39
<i>tronçon</i>	<i>H(m)</i>	<i>B</i> <i>(m)</i>	<i>L(m)</i>	<i>Vv</i> <i>(m3)</i>	<i>Vdéb(m3)</i>	<i>fdéb</i> <i>(m3)</i>	<i>Vlt (m3)</i>	<i>Vcond</i> <i>(m3)</i>	<i>Vr(m3)</i>	<i>Véx (m3)</i>

R142-R143	2,16	1,6	30	4,8	104	128	4,8	23,55	71	57
R143-R144	2,32	1,6	30	4,8	111	137	4,8	33,91	68	69
R144-R145	2,54	1,6	30	4,8	122	150	4,8	23,55	89	61
R9145-R146	2,76	1,6	30	4,8	132	163	4,8	23,55	99	64
R146-R147	1,92	1,1	30	3,3	63	78	3,3	23,55	33	45
R147-R148	2,15	1,1	30	3,3	71	87	3,3	23,55	41	46
R148-R161	2,22	1,1	30	3,3	73	90	3,3	15,07	52	39
R161-R162	1,92	1,1	30	3,3	63	78	3,3	23,55	33	45
R162-R163	1,99	1,1	30	3,3	66	81	3,3	23,55	36	45
R163-R164	1,64	1,1	30	3,3	54	67	3,3	23,55	24	43
R156-R155	1,76	1,1	30	3,3	58	71	3,3	15,07	36	35
R164-R150	2,04	1,1	30	3,3	67	83	3,3	23,55	37	46
R150-R151	2,34	1,1	30	3,3	77	95	3,3	33,91	37	58
R151-R152	2,77	1,1	30	3,3	91	112	3,3	33,91	51	62
R152-R153	2,93	1,1	25	2,8	81	99	2,8	28,26	47	52
R153-R154	1,75	1,1	18	2,0	35	43	2,0	20,35	10	32
R154-R113	1,84	1,1	15	1,7	30	37	1,7	16,96	10	27
R166-R77	1,9	1,1	30	3,3	63	77	3,3	5,89	50	27
R165-R167	1,84	1,1	30	3,3	61	75	3,3	5,89	48	26
R31-R30	1,7	1,1	30	3,3	56	69	3,3	8,48	41	28
R30-R29	1,67	1,1	30	3,3	55	68	3,3	8,48	40	28
R29-R28	1,81	1,1	30	3,3	60	73	3,3	8,48	45	29
R28-R27	1,87	1,1	30	3,3	62	76	3,3	15,07	40	36
R27-R26	1,7	1,1	30	3,3	56	69	3,3	15,07	34	35
R104-R105	1,57	1,1	30	3,3	52	64	3,3	5,89	39	24
R105-R106	1,57	1,1	30	3,3	52	64	3,3	15,07	30	34
<i>tronçon</i>	<i>H(m)</i>	<i>B</i> <i>(m)</i>	<i>L(m)</i>	<i>Vv</i> <i>(m3)</i>	<i>Vdéb(m3)</i>	<i>fdéb</i> <i>(m3)</i>	<i>Vlt (m3)</i>	<i>Vcond</i> <i>(m3)</i>	<i>Vr(m3)</i>	<i>Véx (m3)</i>

R106-R107	1,5	1,1	30	3,3	50	61	3,3	8,48	34	26
R107-R108	1,5	1,1	30	3,3	50	61	3,3	5,89	37	24
R108-R109	1,66	1,1	30	3,3	55	67	3,3	15,07	33	34
R130-R131	1,82	1,2	30	3,6	66	81	3,6	15,07	43	37
R131-R132	1,93	1,2	30	3,6	69	85	3,6	8,48	54	32
R132-R109	2,12	1,2	30	3,6	76	94	3,6	15,07	54	40
R109-R110	1,86	1,1	30	3,3	61	75	3,3	5,89	49	27
R110-R111	2,52	1,8	30	5,4	136	167	5,4	8,48	117	51
R111-R112	2,55	1,8	30	5,4	138	169	5,4	8,48	118	51
R112-R113	2,8	1,8	30	5,4	151	186	5,4	15,07	125	61
R113-R114	3,07	1,8	30	5,4	166	204	5,4	23,55	131	72
R1D1-R157	3,36	1,8	30	5,4	181	223	5,4	3,77	167	56
R157-R158	3,64	1,8	30	5,4	197	242	5,4	15,07	171	71
R2D1-R157	3,82	1,8	20	3,6	138	169	3,6	5,65	125	44
R158-R159	3,96	1,8	30	5,4	214	263	5,4	15,07	188	75
R159-R114	3,86	1,8	30	5,4	208	256	5,4	8,48	189	67
R114-R115	3,41	1,8	17	3,1	104	128	3,1	19,22	79	49
R115-R87	3,1	1,6	30	4,8	149	183	4,8	33,91	105	78
R76-R167	2,91	1,6	30	4,8	140	172	4,8	5,89	124	48
R167-R77	2,64	1,6	30	4,8	127	156	4,8	5,89	111	45
R77-R78	2,49	1,6	30	4,8	120	147	4,8	8,48	101	46
R78-R79	2,47	1,6	30	4,8	119	146	4,8	5,89	103	43
R94-R93	2,58	1,8	30	5,4	139	171	5,4	8,48	120	51
R93-R92	2,56	2,1	30	6,3	161	198	6,3	8,48	140	58
R92-R91	2,45	2,1	30	6,3	154	190	6,3	8,48	133	57
R91-R90	2,44	2,1	30	6,3	154	189	6,3	8,48	133	56
<i>tronçon</i>	<i>H(m)</i>	<i>B (m)</i>	<i>L(m)</i>	V_v <i>(m3)</i>	<i>Vd_e(m3)</i>	<i>fd_{éb}</i> <i>(m3)</i>	<i>Vlt (m3)</i>	<i>Vcond</i> <i>(m3)</i>	<i>V_r(m3)</i>	<i>V_{éx} (m3)</i>

R117-R118	2,46	2,1	30	6,3	155	191	6,3	8,48	134	57
R118-R119	2,43	2,1	30	6,3	153	188	6,3	5,89	135	54
R119-R120	2,42	2,1	30	6,3	152	188	6,3	5,89	134	54
R120-R21	2,53	2,1	30	6,3	159	196	6,3	5,89	141	55
R121-R122	2,57	2,1	30	6,3	162	199	6,3	5,89	143	56
R122-R123	2,62	2,1	30	6,3	165	203	6,3	5,89	147	56
R123-R124	2,71	2,1	30	6,3	171	210	6,3	3,77	154	56
R124-R125	2,76	2,1	30	6,3	174	214	6,3	3,77	158	56
R125-R126	2,93	2,1	30	6,3	185	227	6,3	3,77	168	59
R126-R127	2,96	2,1	30	6,3	186	229	6,3	3,77	170	59
R127-R128	2,87	2,1	30	6,3	181	222	6,3	3,77	164	58
R1C1-R80	2,94	1,2	30	3,6	106	130	3,6	15,07	84	47
R2C2-R80	2,92	1,2	30	3,6	105	129	3,6	8,48	89	40
R80-R81	2,98	1,2	30	3,6	107	132	3,6	5,89	94	38
R81-R82	3,13	1,2	30	3,6	113	139	3,6	3,77	102	37
R82-R83	3,86	1,2	30	3,6	139	171	3,6	3,77	128	43
R83-R84	4,13	1,2	30	3,6	149	183	3,6	3,77	138	45
R84-R85	3,54	1,2	30	3,6	127	157	3,6	3,77	116	40
R85-R86	4,06	1,1	30	3,3	134	165	3,3	5,89	121	43
R1F1-R86	3,32	1,1	20	2,2	73	90	2,2	5,65	63	27
R86-R87	3,36	1,8	30	5,4	181	223	5,4	5,89	165	58
R87-R88	3,64	1,8	30	5,4	197	242	5,4	33,91	152	90
R88-R89	3,82	1,8	25	4,5	172	211	4,5	44,16	119	93

Tableau9.2:Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet

<i>Désignation des travaux</i>	<i>Unité</i>	<i>Quantité</i>	<i>Prix Unitaire (DA)</i>	<i>Montant (DA)</i>
Travaux de terrassement				
Décapage de la tranchée	m ³	554	230	127420
Déblai	m ³	13310	400	5324000
Pose du lit de sable	m ³	554	1600	886400
Remblai de a tranchée	m ³	10561	400	4224400
Evacuation des déblaies excédentaire	m ³	5810	190	1103900
Canalisation				
Fourniture, transport et pose de canalisation				
Canalisation en béton				
D=400mm	ml	680	1800	1224000
D=500mm	ml	1054	2400	2529600
D=600mm	ml	820	2700	2214000
D=800mm	ml	400	2800	1120000
Canalisation en béton armé				
D=1000mm	ml	643	7200	4629600
D=1200mm	ml	325	8200	2665000
D=1500mm	ml	25	40000	1000000
Construction				
Construction des regards en béton armé	U	136	35000	4760000
Exécution des déversoirs d'orage	U	1	160000	160000
THT				31968320
TVA 19%				6073980,8
TTC				38042300,8

9.9- Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons exploré différentes solutions et méthodes de pose en fonction des situations rencontrées sur le chantier pour garantir le bon fonctionnement de notre réseau.

Il est essentiel que la pose des canalisations soit réalisée de manière appropriée, en assurant une étanchéité optimale de la conduite.

CONCLUSION GENERALE

Dans cette étude, l'analyse du système d'assainissement et son diagnostic ont révélé des anomalies liées à l'état dégradé du réseau, caractérisé par des fissures et des canalisations posées de manière non conforme, entraînant des problèmes dans le fonctionnement tels que les dépôts.

Le diagnostic a montré que le choix des techniques de réhabilitation et des méthodes d'intervention était complexe en raison de l'encombrement du sous-sol.

Certains collecteurs moins endommagés ont pu être réhabilités pour assurer leur durabilité, principalement dans les quartiers étroits, tandis que d'autres nécessitaient un remplacement complet. Cette opération de remplacement s'est étendue à plusieurs quartiers de la zone urbaine.

De plus, certains collecteurs en apparence en bon état extérieur présentaient des problèmes internes entravant l'écoulement des eaux. Dans ces cas, une technique de gainage interne a été utilisée pour restaurer leur fonctionnalité.

Dans un souci de garantir la pérennité et le bon fonctionnement hydraulique du réseau d'évacuation, une proposition de rénovation et de redimensionnement a été avancée. L'objectif ultime est de maintenir la fiabilité des ouvrages du système d'évacuation.

Références Bibliographiques

- [1] Mohammad Najafi, Wiley. Pipeline and Utility Design, Construction, and Renewal, 2015.
- [2] E. Shashi Menon, Pipeline Planning and Construction Field Manual, Gulf Professional Publishing, 2015.
- [3] Philipp Battaglia 2003. La ville et son assainissement.
- [4] Vistasp M. Karbhari et M.Y. Shahin, Journal of Performance of Constructed Facilities, Rehabilitation of Pipelines Using Fiber-reinforced Polymer (FRP) Composites 2001, Vol. 15, No. 3, pp. 97-104.
- [5] M.A. Moore, Rehabilitation of Sewers Using Preformed Tubes, 1988, Wiley. Journal of Water Resources Planning and Management, Vol. 114, No. 5, pp. 564-577
- [6] TOUAIBIA, B. Manuel pratique d'hydrologie. Presse Madani Frères. Blida. Algérie, 2004. 166 p.
- [7] Pierre-André Garambois et Eric Sauquet. Hydrologie statistique appliquée.

Annexe I :

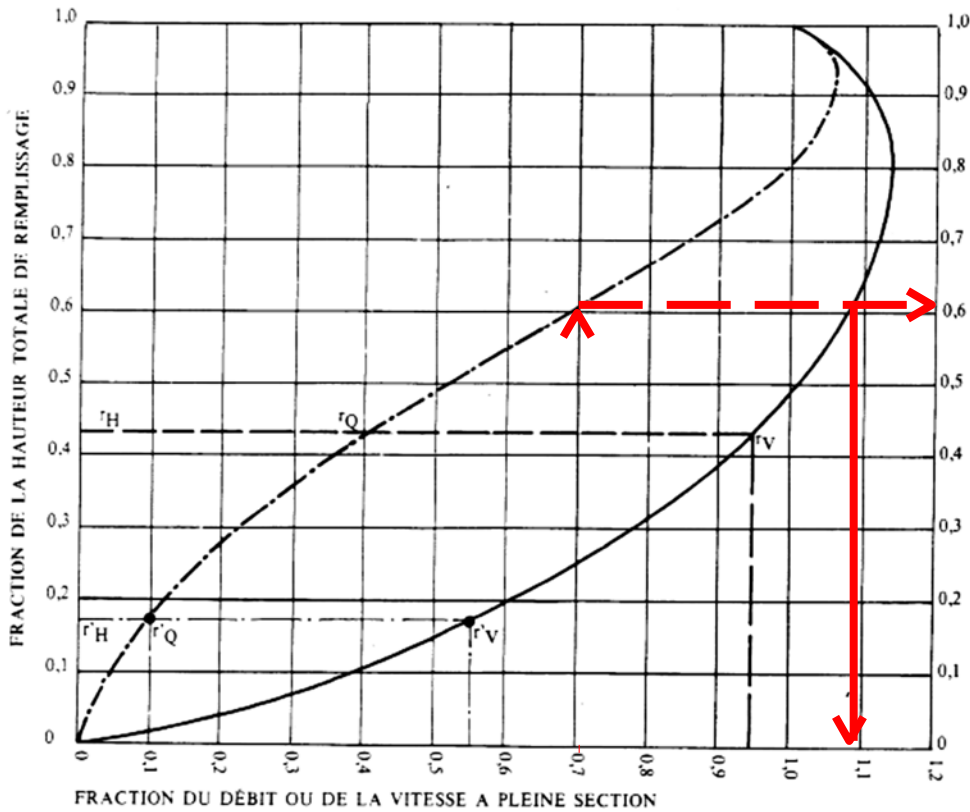
Rapport des hauteurs, rapport des vitesses, rapport des débits

ABAQUE Ab. 5

Ab. 5 (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 capacitives 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.

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	100

Annexe 2 : Coefficient de Manning-strickler (ks).
Source : <http://forum-btp.blogspot.com/2014/11/>

