



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 réhabilitation du réseau d'assainissement
urbain de la localité Rayhane et Sidi Ykhlef de Ain Romana
(W. Blida)**

Présenté par :

SI AHMED Ikram

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
MOKRANE Wahiba	M.C.B	Président
SALHI Schahrazed	M.C.B	Examineur
KADI Latifa	M.A.A	Examineur
KAHLERRAS Djilali	M.C.A	Promoteur

Session Septembre 2025

Remerciements

Tout d'abord, je rends grâce à Allah, le Tout-Puissant, qui m'a accordé la force, la patience et la persévérance nécessaires pour mener à bien ce travail.

Je souhaite exprimer toute ma reconnaissance à mon encadreur, Monsieur KAHLEERRAS Djilali pour son accompagnement bienveillant, la pertinence de ses conseils et la disponibilité dont il a fait preuve durant tout le déroulement de ce mémoire.

J'adresse également mes sincères remerciements à Mme MOHAMED SGHIR Sara , pour son aide précieuse, ses conseils bienveillants et l'intérêt particulier qu'elle a accordé à mon travail.

Ma reconnaissance va aussi aux membres du jury, pour l'honneur qu'ils me font en acceptant d'évaluer ce mémoire et pour les observations constructives qu'ils apporteront.

Je remercie également l'ensemble de mes enseignants pour le savoir et la formation qu'ils m'ont transmis tout au long de mon parcours universitaire, ainsi que toutes les personnes ayant contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.

Dédicace

Je dédie ce travail :

À mes chers parents, pour leur guidance et leur soutien indéfectible, qui m'ont permis de devenir la personne que je suis aujourd'hui.

À mes frères et ma sœur, dont la présence bienveillante a toujours été une source de réconfort.

À mes précieux amis Imane, Amani, Israa, Zakaria dont le soutien constant m'a accompagné tout au long de ce parcours académique.

À mes camarades et collègues pour leur amitié et leurs encouragements sincères.

Et enfin, à toutes celles et ceux qui m'entourent et croient en moi, je dédie une part de ce travail.

ملخص

منطقة الريحان وسيدي يخلف التابعة لبلدية عين الرمانة مزودتان حالياً بشبكة صرف صحي تتضمن نقاط تصريف مباشرة نحو الوادي، مما يفاقم من مشاكل التلوث. وتُظهر هذه الشبكة قصور هيدروليكي ناتجا أساسا عن نقص في أقطار القنوات وغياب بعض المنشآت المرفقة الأساسية. يتمثل الهدف الرئيسي من هذه الدراسة في إعادة تهيئة وإعادة التصميم الهيدروليكي لشبكة الصرف الصحي بما يضمن تصريفاً فعالاً لكل من مياه الأمطار والمياه المستعملة، وذلك استناداً إلى المعطيات الهيدروليكية والطوبوغرافية المجمعة ميدانياً. كما تهدف الدراسة إلى اعتراض التدفق الحالي وتوجيهه نحو محطة تطهير موزاية، بما يتماشى مع متطلبات الصحة العمومية ومعايير حماية البيئة.

الكلمات المفتاحية: الصرف، الصحي التشخيص، التصريف، محطة التطهير

Résumé

La zone de Rayhane et Sidi Ykhlaïf, dans la commune de Aïn Romana, est actuellement desservie par un réseau d'assainissement présentant des points de rejet direct vers l'oued, ce qui accentue les problèmes de pollution. Ce réseau souffre également d'une insuffisance hydraulique due au sous-dimensionnement des conduites et à l'absence de certains ouvrages annexes indispensables. L'objectif de notre étude est de réhabiliter et de redimensionner ce réseau afin d'assurer l'évacuation adéquate des eaux pluviales et usées, conformément aux données relevées sur le site. Elle vise aussi à intercepter le rejet existant pour l'acheminer vers la station d'épuration de Mouzaïa, dans le respect des exigences de la santé publique et de la préservation de l'environnement.

Mots clé : Assainissement, Diagnostic, Rejet, Station d'épuration.

Abstract

The areas of Rayhane and Sidi Ykhlaïf, located in the municipality of Aïn Romana, are currently served by a sanitation network with a direct discharge point into the river, which exacerbates pollution problems. This network also suffers from hydraulic insufficiency due to the undersizing of the pipes and the absence of certain essential ancillary structures. The objective of our study is to rehabilitate and resize this network in order to ensure the proper evacuation of stormwater and wastewater, in accordance with the data collected on site. It also aims to intercept the existing discharge and redirect it to the Mouzaïa wastewater treatment plant, in compliance with public health requirements and environmental protection standards.

Keywords: Sewerage, Diagnosis, Discharge, Wastewater treatment plant.

Sommaire

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

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1. Introduction	3
I.2. Situation géographique	3
I.2.1. Situation géographique de la commune de Ain Romana.....	3
I.2.2. Situation géographique de localité Rayhane et Sidi Yakhlef	4
I.3. Situation topographique et relief.....	4
I.3.1. Situation topographique.....	4
I.3.2. Situation Géologique.....	5
I.3.3. Relief.....	5
I.3.4. Sismicité.....	5
I.4. Situation climatique.....	5
I.4.1. Climat.....	5
I.4.2. Température.....	5
I.4.3. Humidité.....	6
I.4.4. Pluviométrie.....	7
I.5. Situation hydraulique.....	7
I.5.1. Alimentation en eau potable.....	7
I.5.2. Assainissement.....	7
I.5. Conclusion	7

Chapitre II : Etude hydrologique

II.1. Introduction	9
II.2. Généralités.....	9
II.2.1. Les averses	9
II.2.2. La période de retour	9
II.2.3. L'intensité moyenne de précipitation.....	9
II.3. La série des données pluviométriques	10
II.3.1. Caractéristique de la station pluviométrique	11

II.4. Vérification de l'homogénéité de la série pluviométrique	11
II.5. Ajustement de la série	13
II.5.1 Ajustement par la loi de Gumbel	13
II.5.2 Ajustement à la loi de Galton (Log-normale)	15
II.5.3 Ajustement à la loi de GEV (loi des extrêmes généralisés)	16
II.5.4 Choix de la loi d'ajustement.....	18
II.6. Calcul des pluies et des intensités de courte durée	20
II.7. Conclusion.....	21

Chapitre III : Calcul de base

III.1 Introduction.....	23
III.2 Situation démographique	23
III.2.1 Estimation de la population actuelle et future	23
III.3 Le découpage de la superficier en surfaces élémentaires.....	24
III.4 Système d'évacuation des eaux usées et pluviales.....	24
III.4.1 Les différents systèmes d'assainissement	25
III.4.2 Le choix du système d'assainissement	29
III.5 Schéma d'évacuation	30
III.5 Le choix du schéma d'évacuation	32
III.6 Le coefficient de ruissellement	33
III.6.1 Méthodes de détermination du coefficient de ruissellement	33
III.6.2 Estimation du coefficient de ruissellement pour chaque surface élémentaire.....	35
III.6.3 Détermination du nombre d'habitant pour chaque surface élémentaire	36
III.7 Conclusion	38

Chapitre IV : Estimation des débits à évacuer

IV.1. Introduction.....	40
IV.2. Origine et nature des eaux usées à évacuer	40
IV.2.1. Eaux usées d'origine domestique	40
IV.2.2. Eaux usées du service public.....	40
IV.2.3. Eaux usées industrielles.....	40
IV.2.4. Les eaux claires parasites.....	41

IV.3. Evaluation des débits des eaux usées	41
IV.3.1. Estimation des débits des eaux domestiques	41
IV.3.2. Evaluation des débits des équipements publics.....	43
IV.3.3. Evaluation des débits des eaux industrielles.....	44
IV.3.4. Evaluation des débits des eaux parasites	45
IV.3.4. Les débits totaux des eaux usées à évacuer	46
IV.4. Evaluation des débits des pluviales à évacuer	47
IV.4.1. La méthode rationnelle.....	47
IV.4.2. Hypothèses de la méthode rationnelle.....	47
IV.4.3. Critique de la méthode rationnelle.....	47
IV.4.4. Coefficient réducteur de l'intensité de pluie.....	48
IV.4.5. Temps de concentration.....	49
IV.4.6. Calcul des débits pluviaux	49
IV.5. Evaluation des débits totaux	50
IV.6. Conclusion	51

Chapitre V : Diagnostic du système d'évacuation

V.1. Introduction.....	53
V.2 Types du diagnostic.....	53
V.3 Description du réseau d'assainissement existant	53
V.4 Elaboration d'un diagnostic	54
V.4.1 Élaboration d'un diagnostic physique	54
V.4.1.1 Etat du système d'assainissement existant	56
V.4.2 Élaboration d'un diagnostic hydraulique	61
V.5 Conclusion.....	62

Chapitre VI : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

VI.1. Introduction.....	64
VI.2. Principe de Conception du réseau d'assainissement.....	64
VI.3. Dimensionnement du réseau d'assainissement.....	65
VI.3.1. Conditions d'écoulement et de dimensionnement	65
VI.3.2. Mode de calcul	65

VI.3.2.1. Débit	65
VI.3.2.2. Pente	66
VI.3.2.3. Diamètre	66
VI.3.2.4. Vitesse	67
VI.4. Les principes de tracé des collecteurs.....	68
VI.5. Conclusion.....	68

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

VII.1. Introduction	70
VII.2. Les ouvrages principaux	70
VII.2.1. Les canalisations.....	70
VII.2.2. Les joints	71
VII.2.3 Les ouvrages annexe	72
VII.3. Ouvrages spéciaux	74
VII.3.1 Les déversoirs d'orage	74
VII.3.1.1 Emplacement des déversoirs d'orage.....	74
VII.3.1.2 Types de déversoirs d'orage.....	75
VII.3.1.3 Choix du déversoir d'orage	75
VII.3.1.4 Dimensionnement du déversoir d'orage.....	75
VII.4. Conclusion	77

Chapitre VIII : Organisation du chantier

VIII.1. Introduction	79
VIII.2 Emplacement des canalisations.....	79
VIII.2.1 Exécution des travaux	79
VIII.2.2 Manutention et stockage des conduites	79
VIII.2.3 Excavation des tranchées et des fouilles pour les regards	80
VIII.2.4 Aménagement du lit de sable	81
VIII.2.5 Mise en place des canalisations	81
VIII.2.6 Assemblage des conduites	81
VIII.2.7 Remblaiement et compactage des tranchées	81

VIII.3 Construction des regards	82
VIII.4 Devis quantitatif estimatif	82
VIII.5 Planification des travaux.....	85
VIII.6 Conclusion.....	89
Conclusion générale.....	91

Bibliographie.

Annexe.

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 : Températures moyennes mensuelles de la commune de Ain Romana.....	6
Tableau I.2: Humidité moyenne mensuelle pour la commune de Ain Romana.....	6
Tableau I.3 : précipitation moyenne mensuelle de Ain Romana	7

Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau II.1 : Série pluviométrique (station de El Affroun) 1990-2021	10
Tableau II.2: Les caractéristiques de la série pluviométrique	11
Tableau II.3 : Calcul des paramètres du test de la médiane	12
Tableau II.4 : Résultat du test de la médiane	13
Tableau II.5 : Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel par le logiciel HyfranPlus	14
Tableau II.6 : Résultats de l'ajustement à la loi de Galton par le logiciel HyfranPlus	16
Tableau II.7 : Résultats de l'ajustement à la loi de GEV par le logiciel HyfranPlus	17
Tableau II.8 : Les résultats du test Khi-deux.....	19
Tableau II.9 : Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensités.....	21

Chapitre III : Calcul de base

Tableau III.1 : Estimation de la population actuelle et future	24
Tableau III.2 : Avantages et inconvénients des différents systèmes	27
Tableau III.3 : Coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol.....	33
Tableau III.4 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.....	34
Tableau III.5 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population.....	34
Tableau III.6 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces..	35
Tableau III.7: Estimation du coefficient de ruissellement de chaque surface élémentaire.....	36
Tableau III.8 : Détermination du nombre d'habitation pour chaque surface élémentaire	37

Chapitre IV : Estimation des débits à évacuer

Tableau IV.1: Evaluation des débits des eaux usées domestiques.....	42
Tableau IV.2: Evaluation des débits des eaux usées des équipements publics.....	43
Tableau IV.3: Evaluation des débits des eaux usées industrielles	44

Tableau IV.4: Evaluation des débits des eaux parasites	45
Tableau IV.5: Les débits totaux des eaux usées.....	46
Tableau IV.6 : Valeur du coefficient réducteur « α », en fonction de la distance	48
Tableau IV.7 : Evaluation des débits des eaux pluviaux	49
Tableau IV.8 : Evaluation des débits totaux pour chaque surface élémentaire	50

Chapitre V : Diagnostic du système d'évacuation

Tableau V.1: Caractéristiques des collecteurs existants.....	56
Tableau V.2: Statistique du réseau à maintenir et à renouveler.....	60

Chapitre VII :Eléments constitutifs d'un réseau d'assainissement

Tableau VII.1: Dimensionnement du déversoir d'orage	76
---	----

Chapitre VIII : Organisation du chantier

Tableau VIII.1 : Coefficients de foisonnement pour différente nature de sol	84
Tableau VIII.2 : Résultats des calculs des volumes.....	84
Tableau VIII.3 : Devis estimatif et quantitatif	84
Tableau VIII.4 : Les symboles des différentes opérations et leurs délai.....	87
Tableau VIII.5 : Les successions des opérations.....	88

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1 : Situation géographique de la commune de Ain Romana	3
Figure I.2 : Situation géographique de localité Rayhane et Sidi Yakhlef	4
Figure I.3 : Température maximale et minimale à Ain Romana	6
Figure I.4 : Courbe représentant la variation d'humidité moyenne mensuelle	7

Chapitre II : Etude hydrologique

Figure II.1 : Ajustement par la loi de Gumbel	15
Figure II.2 : Ajustement par la loi de Galton	16
Figure II.3 : Ajustement par la loi de GEV	18
Figure II.4 : Comparaison des trois lois d'ajustement	19

Chapitre III : Calcul de base

Figure III.1 : Schéma représentatif des branchements dans le système unitaire.....	25
Figure III.2 : Schéma représentatif des branchements dans le système séparatif.....	26
Figure III.3 : Schéma représentatif des branchements dans le système pseudo-séparatif	27
Figure III.4 : Schéma perpendiculaire.....	30
Figure III.5 : Schéma par déplacement latéral.....	31
Figure III.5 : Schéma transversal ou oblique	31
Figure III.6 : Schéma par zones étagées	32
Figure III.7 : Schéma radial	32

Chapitre IV : Estimation des débits à évacuer

Figure IV.1 : Principe schématique de détermination du α	48
---	----

Chapitre V : Diagnostic du système d'évacuation

Figure V.1 : Regard qui déborde recouvert par la végétation et les terres	55
Figure V.2 : Regard remblayé complètement par des terres	55
Figure V.3 : Tampon empiété sous la chaussée	56
Figure V.4 : Tampon fermé par clé	56
Figure V.5 : Graphe circulaire représente les diamètres des collecteurs	61

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

Figure VII.1: Les joints des conduites en béton armé	72
Figure VII.2: Schéma de fonctionnement d'un DVO	74

Introduction

L'eau a toujours été au cœur de la vie et du développement des sociétés humaines. Cependant, son utilisation génère des eaux usées qui, si elles ne sont pas correctement prises en charge, deviennent une source de pollution et un danger pour la santé publique ainsi que pour l'équilibre écologique. C'est dans ce contexte que les réseaux d'assainissement assurent un rôle fondamental : collecter, transporter et traiter ces eaux avant leur rejet dans le milieu naturel.

Le diagnostic des systèmes d'assainissement constitue un outil essentiel pour évaluer l'état structurel et fonctionnel des réseaux existants. Il permet de détecter les insuffisances hydrauliques, de repérer les dégradations physiques et de proposer des solutions de réhabilitation adaptées aux besoins des agglomérations.

Le présent travail s'intéresse au réseau d'assainissement de la localité Rayhane et Sidi Ykhlef, commune d'Aïn Romana, wilaya de Blida, un réseau ancien et peu entretenu, qui présente aujourd'hui une incapacité hydraulique et une dégradation progressive. Cette situation a conduit à un rejet direct des eaux usées dans l'oued, entraînant une pollution préoccupante pour l'environnement et une menace pour la santé des habitants.

Face à ce problème, la Direction des Ressources en Eau de la wilaya de Blida a entrepris plusieurs actions pour améliorer le système d'assainissement, notamment à travers la réalisation de stations d'épuration (STEP). Parmi ces projets figure celui de Rayhane et Sidi Ykhlef, dont l'objectif est de traiter les eaux usées avant leur rejet, de limiter la pollution de l'oued et de préserver la qualité de l'environnement local.

Dans le prolongement de cette démarche, notre travail consiste à réaliser un diagnostic approfondi du réseau d'assainissement de Rayhane et Sidi Ykhlef. Ce diagnostic vise à mettre en évidence l'ensemble des anomalies structurelles et hydrauliques, afin d'évaluer la possibilité d'un redimensionnement et d'une réhabilitation du système pour répondre efficacement aux besoins actuels et futurs de la commune.

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

I.1 Introduction

Avant d'entamer tout projet d'assainissement il est important de connaître la zone d'étude et ses principales caractéristiques. Cette étude présente la situation géographique, le climat et la démographie de la zone. Ces informations sont essentielles pour mieux comprendre les enjeux liés au réseau d'assainissement et pour planifier efficacement les travaux de réhabilitation.

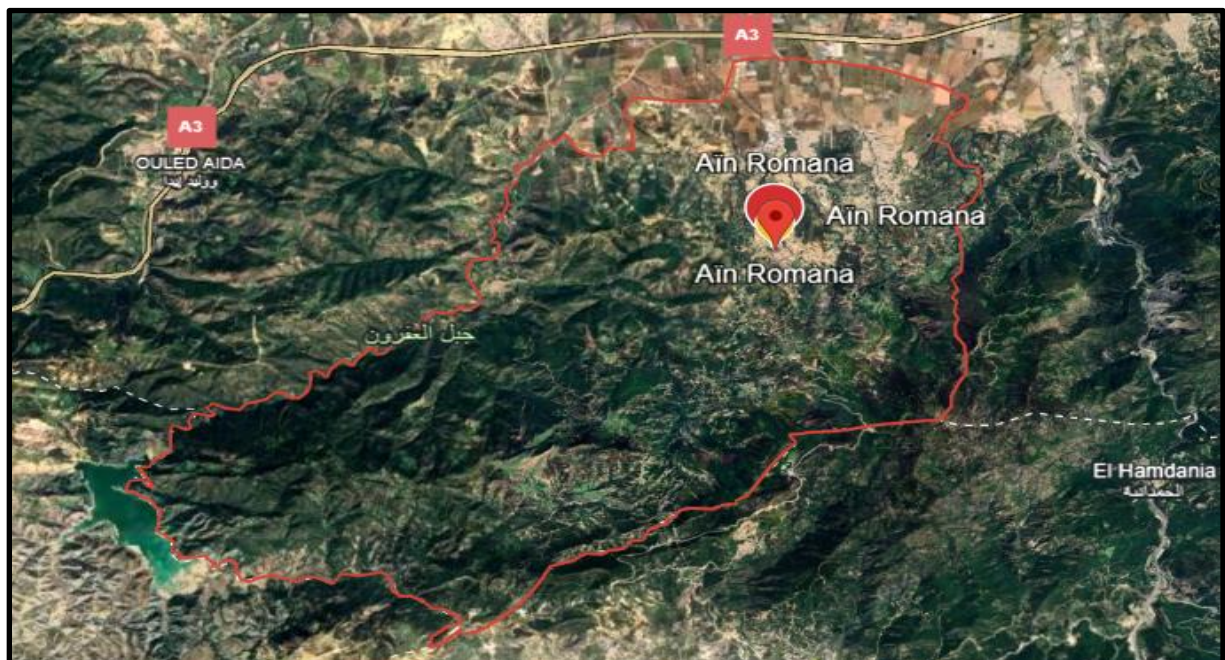
I.2 Situation géographique

I.2.1 Situation géographique de la commune de Ain Romana

La commune d'Aïn Romana se situe au sud-ouest de la wilaya de Blida, à environ 15 km à l'ouest de Blida et à environ 58 km au sud-ouest d'Alger. Elle se trouve dans une région montagneuse, dans la partie ouest du parc national de Chréa, sur la montagne de Mouzaia. Aïn Romana couvre une superficie de 101,38 km², elle est limitée :

- Au Nord par la commune de Mouzaia wilaya de Blida.
- A l'Ouest par la commune d'El Affroun wilaya de Blida.
- A l'Est par la commune de Chiffa wilaya de Blida.
- Au Sud par la commune Tamesguida wilaya de Médéa.

Lors du découpage administratif de 1984, la commune d'Aïn Romana a été formée à partir des localités suivantes : Aïn Romana, Bordj Emir Abdelkader, Rayhane, Tala Ouelma, Sidi Ykhlef, N'Haoua, Milia, Haouch Rouis et HaouchMta El' Khabus.



FigureI.1 : Situation géographique de la commune de Ain Romana.

(source : Google earth)

I.2.2 Situation géographique de localité Rayhane et Sidi Ykhlef

Les localités de Rayhane et Sidi Ykhlef s'étendent sur une superficie totale de 68,45 hectares. Elles sont situées dans la commune de Aïn Romana. Rayhane se trouve au sud-ouest du centre de la commune à environ 2,5 km, tandis que Sidi Ykhlef est localisée au sud-est à environ 2,6 km. Ces deux zones, sont entourées d'espaces agricoles et forestiers, et comprennent également des secteurs à vocation industrielle.

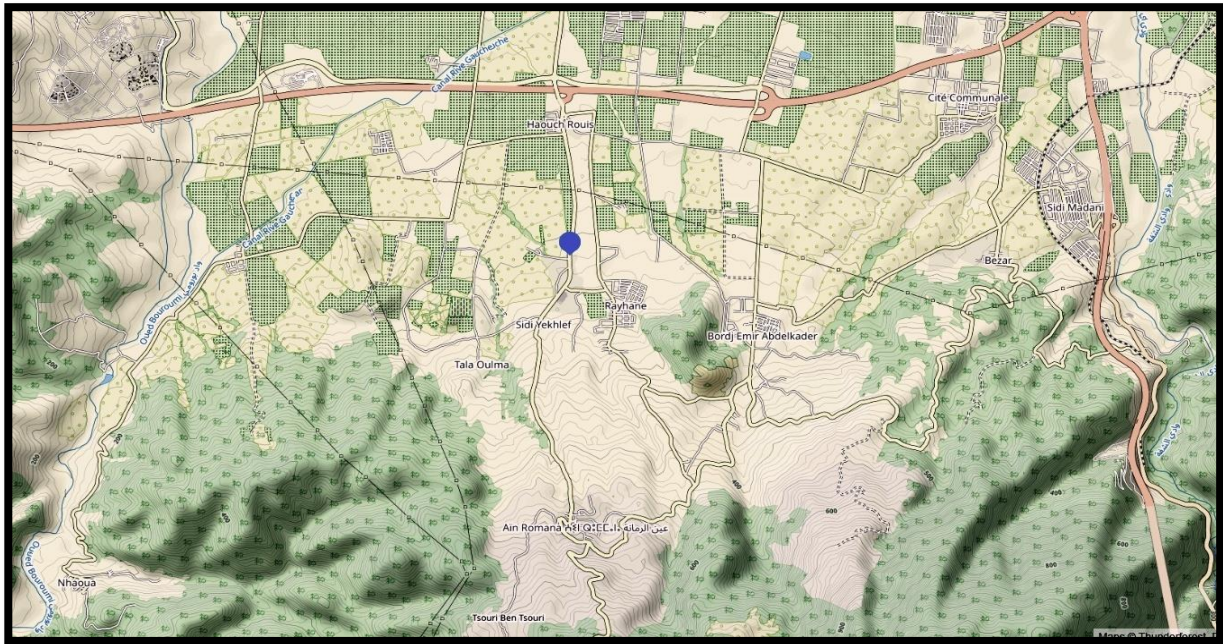


Figure I.2 : Situation géographique de localité Rayhane et Sidi Ykhlef.

(Source : DRE Blida)

I.3 Situation topographique et relief

I.3.1 Situation topographique

Aïn Romana est une commune située dans la daïra de Mouzaïa, au sud-ouest de la wilaya de Blida. Son territoire s'étend sur des zones variées, comprenant des plaines, des piémonts et des zones de transition vers les montagnes de l'Atlas blidéen. Cette diversité topographique influence fortement le climat local, la répartition des précipitations et de l'humidité, ainsi que l'organisation de l'urbanisme et des infrastructures. La commune bénéficie également d'une position géographique qui favorise la présence de cours d'eau et de zones agricoles dans les parties basses, tout en restant proche d'espaces naturels plus élevés et forestiers, ce qui contribue à la richesse écologique et à la variété des paysages.

I.3.2 Situation géologique

La commune d'Aïn Romana, située dans la chaîne de montagnes Tellinne, est caractérisée par des plis, des failles et des chevauchements, issus de la collision entre la plaque africaine et la plaque eurasiatique. Cette zone présente une géologie montagneuse complexe.

I.3.3 Relief

Le relief d'Aïn Romana est principalement montagneux et accidenté, en lien avec le massif du Djebel Mouzaia, partie de l'Atlas blidéen. L'altitude varie selon les zones : les parties basses se situent autour de 297 m tandis que certaines pentes et sommets atteignent environ 524 m. Ce relief diversifié comprend des vallées, des versants et des pentes marquées, influençant le ruissellement des eaux, la formation des sols, le climat local et la gestion des risques naturels tels que les glissements de terrain et les effets sismiques.

I.3.4 Sismicité

Aïn Romana se trouve dans une zone de sismicité élevée. Le Règlement Parasismique Algérien version 2024 (RPA 2024) introduit une nouvelle classification du territoire national selon le niveau d'aléa sismique conformément au zonage sismique. Selon cette classification, la commune est classée en zone VI, indiquant un risque sismique important.

I.4 Situation climatique

I.4.1 Climat

Aïn Romana présente un climat de type méditerranéen chaud. La température moyenne annuelle est de 15,9 °C, tandis que la pluviométrie annuelle atteint en moyenne 676,3 mm. Le mois de juillet est le plus chaud de l'année, avec une température moyenne de 27,6 °C, alors que février est le plus froid, avec une moyenne de 6,6 °C.

I.4.2 Température

La saison chaude s'étend du 19 juin au 15 septembre, période durant laquelle les températures maximales journalières dépassent généralement les 30 °C. Le mois d'août enregistre les températures les plus élevées, avec une moyenne maximale de 34 °C et minimale de 20 °C.

La saison froide, quant à elle, s'étale du 20 novembre au 20 mars, avec des températures maximales inférieures à 20 °C. janvier est le mois le plus froid, avec une température moyenne minimale de 5 °C et maximale de 16 °C.

Tableau I.1 : Températures moyennes mensuelles de la commune de Ain Romana (1991-2020).

	Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Température [°C]	T°moy.max	30°C	20°C	21°C	17°C	16°C	17°C	19°C	22°C	25°C	30°C	33°C	34°C
	T° moy	24°C	20°C	15°C	11°C	10°C	11°C	13°C	15°C	19°C	24°C	27°C	27°C
	T°moy.min	18°C	14°C	10°C	6°C	5°C	6°C	7°C	9°C	13°C	17°C	21°C	21°C

(Source : fr.weatherspark.com)

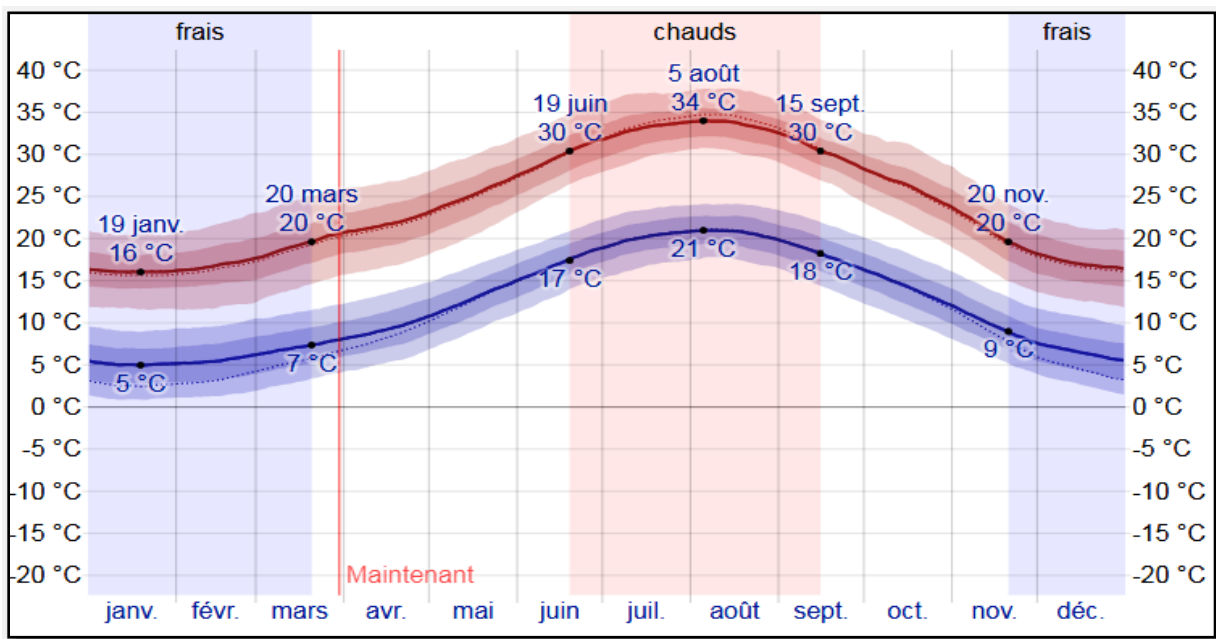


Figure I.3 : Température maximale et minimale à Ain Romana.

I.4.3 Humidité

L’humidité relative est un indicateur climatique essentiel qui varie de manière significative au cours de l’année. À Aïn Romana, elle varie selon les saisons, en fonction des précipitations et des températures. En hiver, l’humidité est généralement plus élevée, car les températures sont plus fraîches et les pluies plus fréquentes. En été, l’humidité baisse, surtout en raison de la chaleur et de la sécheresse.

Tableau I.2: Humidité moyenne mensuelle pour la commune de Ain Romana. (1991-2020)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc.	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
Humidité (%)	66	72	77	80	81	78	76	74	70	64	58	60

(Source :<https://en.climate-data.org>).

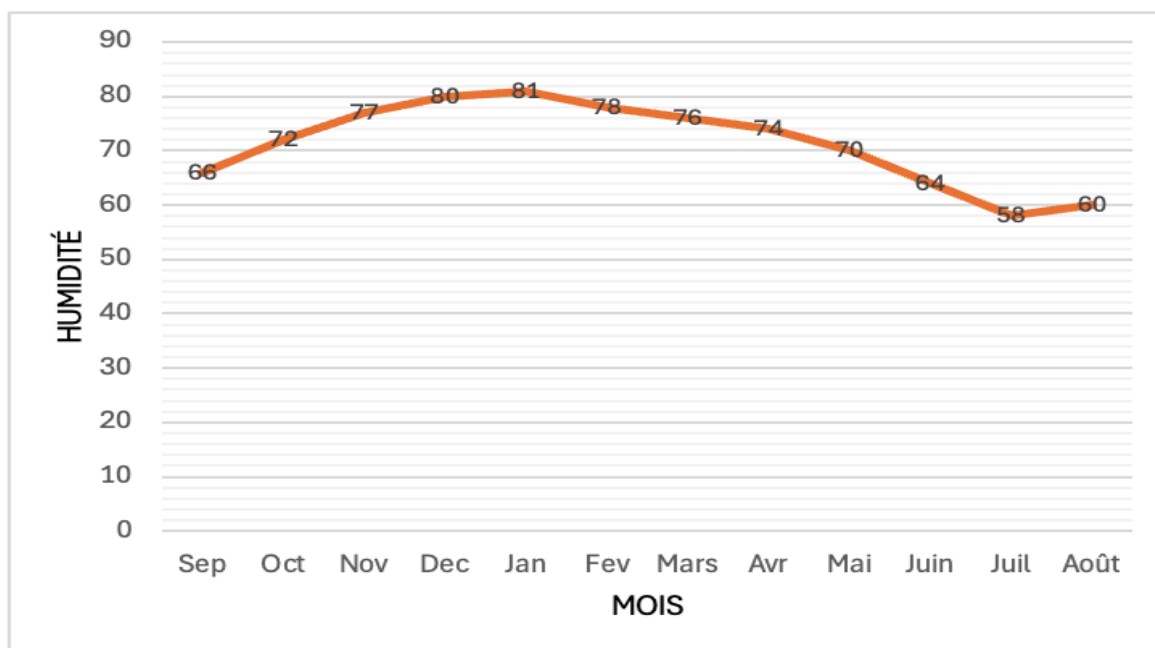


Figure I.4: Courbe représentant la variation d'humidité moyenne mensuelle.

I.4.4 Pluviométrie

Tableau I.3 : précipitation moyenne mensuelle de Ain Romana.(1990-2021).

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc.	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
Pmoy [mm]	47,4	39,4	56,3	64,3	61,1	70,0	72,6	55,9	35,5	30,0	4,5	23,1

(Source : ANRH BLIDA)

I.5 Situation hydraulique

I.5.1 Alimentation en eau potable

Notre localité est alimentée par un réservoir d'eau de 500 m³, avec une dotation journalière de 200 l/hj.
(Source : DRE Blida)

I.5.2 Assainissement

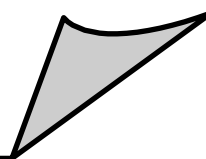
Le système d'assainissement actuel est type unitaire, ou les eaux usées et pluviales convergent vers seul collecteur. Les collecteurs sont en Pehd ondulé et en béton armé de diamètres variant entre 300 et 900 mm. L'état de ce réseau sera examiné suite à un diagnostic. (Source : DRE Blida)

I.6 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons rassemblé les informations nécessaires concernant la géographie, la géologie, la démographie et la situation hydraulique de la région. Ces données serviront de base pour entamer l'étude du projet de diagnostic et de réhabilitation du réseau d'assainissement de la commune de Ain Romana.

Chapitre II

Etude hydrologique



II.1 Introduction

L'hydrologie est une science qui étudie l'eau dans son milieu naturel, qu'elle soit en surface ou souterraine. Elle s'intéresse à sa répartition, à son écoulement, ainsi qu'à ses caractéristiques physiques et chimiques.

Dans le domaine de l'assainissement urbain, une étude hydrologique est réalisée afin d'analyser le comportement des eaux pluviales dans la zone d'étude, cette analyse s'appuie sur des données pluviométriques historiques représentatives du site.

L'objectif principal est d'estimer la quantité d'eau générée lors de fortes précipitations, en déterminant notamment le débit de pointe correspondant à une période de retour donnée.

II.2 Généralités

II.2.1 Les averses

Les averses désignent des précipitations soudaines, qui durent généralement peu de temps. Elles commencent et s'arrêtent brusquement, contrairement aux pluies continues. Elles se caractérisent par une forte intensité et un volume important d'eau.

II.2.2 Période de retour

La période de retour correspond à la durée moyenne estimée entre deux événements pluvieux de même intensité. Elle permet d'évaluer la probabilité qu'une pluie exceptionnelle survienne au cours d'une année donnée. Une pluie ayant une période de retour de 10 ans signifie qu'un événement de cette intensité peut survenir en moyenne une fois tous les dix ans. Cette notion est utilisée dans le dimensionnement des systèmes d'assainissement afin de concilier efficacité hydraulique, coût de réalisation et évolution possible de l'urbanisation.

II.2.3 L'intensité moyenne de précipitation

L'intensité moyenne des précipitations est un indicateur hydrologique qui représente le rapport entre la hauteur totale des précipitations et la durée de l'événement pluvieux. Elle s'exprime en millimètres par heure (mm/h) et permet de quantifier le débit moyen de pluie tombé verticalement à un point donné au cours d'un intervalle de temps défini.

Elle est définie par la relation suivante :

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

Avec :

Δh la hauteur de pluie tombée pendant une durée Δt .

II.3 La série des données pluviométriques

Dans le cadre d'un projet d'assainissement, il est nécessaire de prendre en compte les données liées aux précipitations. L'analyse repose généralement sur des séries de précipitations journalières maximales, couvrant la période la plus longue disponible. Ces relèves sont obtenues auprès de stations pluviométriques situées non loin de la zone concernée. Par hypothèse, on considère que les données d'une station sont représentatives d'un périmètre géographique autour d'elle, appelé zone d'influence.

Pour cette étude la station pluviométrique d'El Affroun, identifiée par le code 021026, a été choisie comme station de référence. Elle dispose d'une série de données couvrant la période de 1990 à 2021, fournie par l'ANRH de Blida. Les coordonnées de la station en projection Lambert sont les suivantes :

$$X = 491,95 \text{ Km} ; Y = 352,65 \text{ Km} ; Z = 95 \text{ m.}$$

Tableau II.1 : Série pluviométrique (station de El Affroun) 1990-2021.

Année	Pmax (mm)	Année	Pmax (mm)
1990	30,9	2006	32,8
1991	55,7	2007	37,5
1992	37,8	2008	24,4
1993	57,5	2009	25
1994	41,6	2010	31,8
1995	56	2011	39,8
1996	36,2	2012	44,5
1997	45,5	2013	48,7
1998	38,5	2014	50,7
1999	36,7	2015	85,5
2000	113	2016	73,6
2001	37,6	2017	46
2002	45,2	2018	64
2003	51	2019	40
2004	38,2	2020	31,8
2005	36,1	2021	50,6

(Source : ANRH Blida)

II.3.1 Caractéristiques empiriques de la série

a) La moyenne « $\overline{P_{max,j}}$ » :

$$\overline{P_{max,j}} = \frac{\sum_{i=1}^N P_{max,j}}{N} = \frac{1484,2}{32} = 46,38\text{mm}$$

b) L'écart-type « $\sigma_{P_{max,j}}$ » :

$$\sigma_{P_{max,j}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (P_{max,j} - \overline{P_{max,j}})^2}{N}} = 17,63\text{mm}$$

c) Coefficient de variation « Cv » :

$$Cv = \frac{\sigma_{P_{max,j}}}{\overline{P_{max,j}}} = 0,38$$

d) L'exposant climatique « b » :

L'exposant climatique de notre zone d'étude donné par L'ANRH (Blida) est égal à 0,37.

Tableau II.2: Les caractéristiques de la série pluviométrique.

Nombre d'années d'observation	32
Valeur maximale (mm)	113
Valeur minimale (mm)	24,4
Médiane (mm)	40,8
Moyenne (mm)	46,38
Écart-type (mm)	17.63
Coefficient de variation	0,38
Exposant climatique	0,37

(Source : HyfranPlus)

II.4 Vérification de l'homogénéité de la série pluviométrique

Afin de garantir l'absence de rupture artificielles dans la série de données et d'évaluer son homogénéité, il est essentiel de procéder à une analyse statistique à l'aide du teste de la médiane, qui suit plusieurs étapes méthodiques.

Les étapes à suivre pour appliquer le teste de la médiane sont les suivantes :

1. Classer la série en ordre décroissant.
2. Déterminer la médiane M de sorte que 50% des X_i soient inférieurs à M et 50% des X_i soient supérieurs à M.
 - Si N est impair, on prend la $\left(\frac{N+1}{2}\right)$ ième valeur.

- Si N est pair, on prend la moyenne entre la $\left(\frac{N}{2}\right)$ ième valeur, et la $\left(\frac{N}{2} + 1\right)$ ième valeur.

Tel que : N est le nombre d'années.

- Étant donné que la série de données est paire, donc $M = \frac{40+41,6}{2} = 40,8\text{mm}$

3. Attribuer un signe à chaque valeur de la série non triée.

- **(+)** : si $x_i > M$
- **(-)** : si $x_i < M$

4. Calculons les quantités N_s et T_s tel que :

- N_s : Nombre total de séries de (+) ou de (-)
- T_s : Taille de la plus grande série de (+) ou de (-)

5. Vérifier les conditions suivantes :

- $N_s > \frac{1}{2} \left(N + 1 - u_{1-\frac{\alpha}{2}} \sqrt{N + 1} \right)$
- $T_s < 3,3(\log_{10} N + 1)$

Tableau II.3 : Calcul des paramètres du test de la médiane.

Série triée par ordre croissant		Série non triée	
Rang	$P_{\max}(\text{mm})$	$P_{\max}(\text{mm})$	Signes
1	24,4	30,9	-
2	25	55,7	+
3	30,9	37,8	-
4	31,8	57,5	+
5	31,8	41,6	+
6	32,8	56	+
7	36,1	36,2	-
8	36,2	45,5	+
9	36,7	38,5	-
10	37,5	36,7	-
11	37,6	113	+
12	37,8	37,6	-
13	38,2	45,2	+
14	38,5	51	+
15	39,8	38,2	-

16	40	36,1	-
17	41,6	32,8	-
18	44,5	37,5	-
19	45,2	24,4	-
20	45,5	25	-
21	46	31,8	-
22	48,7	39,8	-
23	50,6	44,5	+
24	50,7	48,7	+
25	51	50,7	+
26	55,7	85,5	+
27	56	73,6	+
28	57,5	46	+
29	64	64	+
30	73,6	40	-
31	85,5	31,8	-
32	113	50,6	+

- D'après le tableau II.3 :

$$N_s = 14 \text{ et } T_s = 8$$

Tableau II.4 : Résultat du test de la médiane.

Paramètres	Valeur	Comparaison	Remarque
$\frac{1}{2} \left(N + 1 - u_{1-\frac{\alpha}{2}} \sqrt{N + 1} \right)$	10,87	14 > 10,87	Condition vérifiée
N_s	14		
$3,3(\log_{10} N + 1)$	8,26	8 < 8,26	Condition vérifiée
T_s	8		

- D'après les résultats du test de la médiane, on peut conclure que la série pluviométrique de la station El Affroun est homogène sur l'ensemble de la période étudiée.

II.5 Ajustement de la série

II.5.1 Ajustement par la loi de Gumbel

- La fonction de répartition de la loi de Gumbel :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots \dots \dots (II.2)$$

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

$$y = \frac{x-x_0}{\alpha} = -\ln[-\ln(F(x))]\dots\dots\dots(II.3)$$

Tel que :

x : variable étudiée (Pmax,j) ;

x₀: paramètre de position.

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

- L'expression de quantile est alors :

$$x = \alpha y + x_0\dots\dots\dots(II.4)$$

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

$$x_0 \text{ 39.1319} \quad ; \quad \alpha \text{ 11.5659}$$

➤ Donc la formule de Gumbel devient :

$$x = 11.5659 y + 39.1319$$

➤ Résultats de l'ajustement de la loi de Gumbel (HyfranPlus) :

Tableau II.5 : Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel par le logiciel HyfranPlus.

Période de retour T (ans)	Fréquence au non Dépassement q	Valeur théorique X _t (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100	0,9900	92,3	8,41	75,8-109
50	0,9800	84,3	7,31	69,9-98,6
20	0,9500	73,5	5,86	62,0-85,0
10	0,9000	65,2	4,78	55,8-74,5
5	0,8000	56,5	3,71	49,2-63,7
3	0,6667	49,6	2,94	43,8-55,3
2	0,5000	43,4	2,39	38,7-48,1

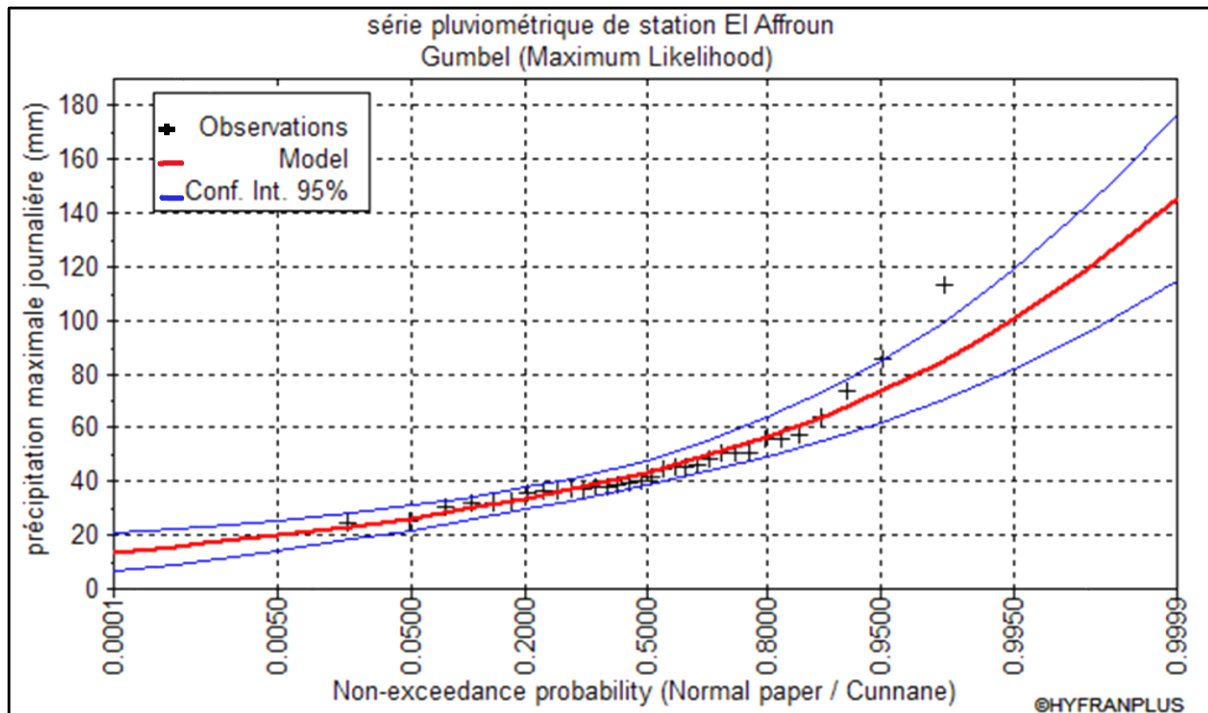


Figure II.1 : Ajustement par la loi de Gumbel.

II.5.2 Ajustement à la loi de Galton (Log-normale)

- La fonction de répartition de la loi de Galton :

$$F(x) = \sqrt{2\pi} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du \dots \dots \dots (II.5)$$

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

$$u = \frac{\ln(x) - \overline{\ln(x)}}{\sigma_{\ln(x)}} = -\ln[-\ln(F(x))] \dots \dots \dots (II.6)$$

Tel que :

x : variable étudiée (Pmax, j).

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

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

- L'expression de quantile est alors :

$$\ln(x) = u \sigma_{\ln(x)} + \overline{\ln(x)} \dots \dots \dots (II.7)$$

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

$$\sigma_{\ln(x)} = 0.3277 \quad ; \quad \overline{\ln(x)} = 3.7800$$

➤ Résultats de l'ajustement à la loi de Galton (HyfranPlus) :

Tableau II.6 : Résultats de l'ajustement à la loi de Galton par le logiciel HyfranPlus.

Période de retour T (ans)	Fréquence au non Dépassement q	Valeur théorique X _t (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100	0,9900	93,9	10,6	73,2-115
50	0,9800	85,9	8,87	68,5-103
20	0,9500	75,1	6,74	61,9-88,3
10	0,9000	66,7	5,25	56,4-77,0
5	0,8000	57,7	3,91	50,1-65,4
3	0,6667	50,5	3,06	44,5-56,5
2	0,5000	43,8	2,54	38,8-48,8

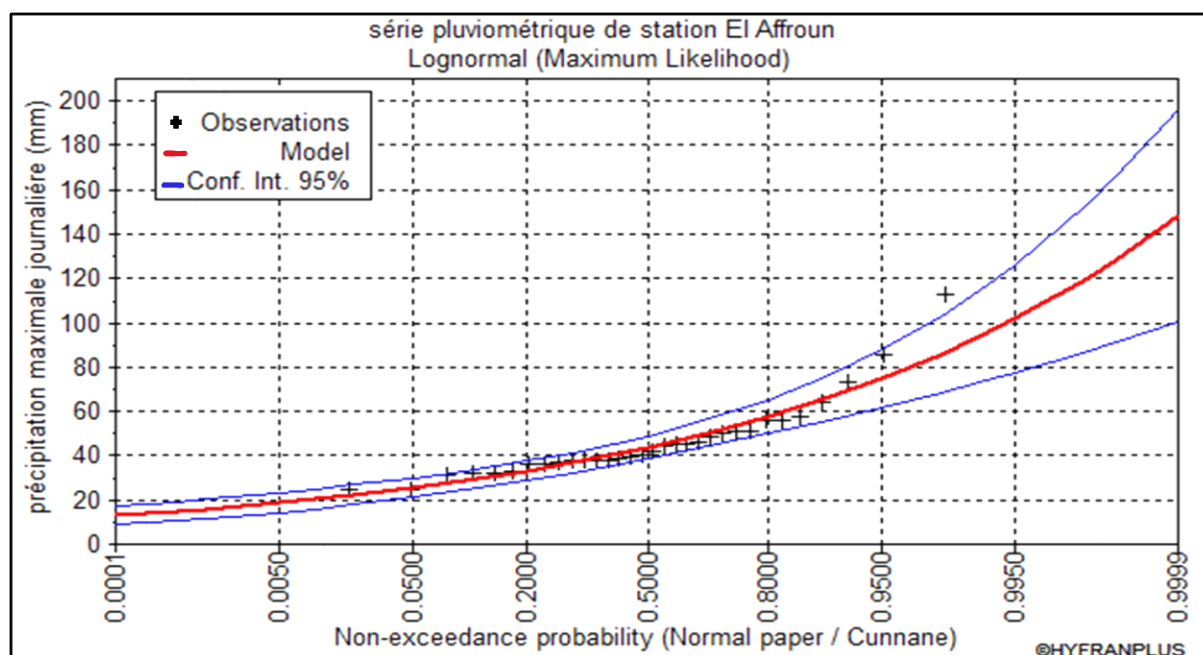


Figure II.2 : Ajustement par la loi de Galton.

II.5.3 Ajustement à la loi de GEV (loi des extrêmes généralisés)

- La fonction de répartition de la loi de GEV :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots (II.8)$$

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

$$y = -\frac{1}{k} \ln\left(1 - \frac{k}{\alpha}(x - u)\right) \dots\dots\dots (II.9)$$

Tel que:

x: Variable étudiée (Pmax,j).

u: paramètre de position.

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

k: paramètre de forme appelé indice des valeurs extrêmes.

- L'expression de quantile est alors :

$$x = u + \frac{\alpha}{k} (1 - e^{-ky}) \dots\dots\dots (\text{II.10})$$

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

$$\alpha = 10,5; \quad k = -0,159; \quad u = 38,32$$

Donc la formule de GEV devient :

$$x = 38,32 + \frac{10,5}{k} (1 - e^{0,159y})$$

Tableau II.7 : Résultats de l'ajustement à la loi de GEV par le logiciel HyfranPlus.

Période de retour T (ans)	Fréquence au non Dépassement q	Valeur théorique Xt (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100	0,9900	110	26,5	N/D
50	0,9800	95,1	18,3	59,3-131
20	0,9500	78,2	10,6	57,5-98,9
10	0,9000	66,8	6,72	53,6-79,9
5	0,8000	56,1	4,27	47,8-64,5
3	0,6667	48,5	3,13	42,4-54,7
2	0,5000	42,3	2,45	37,5-47,1

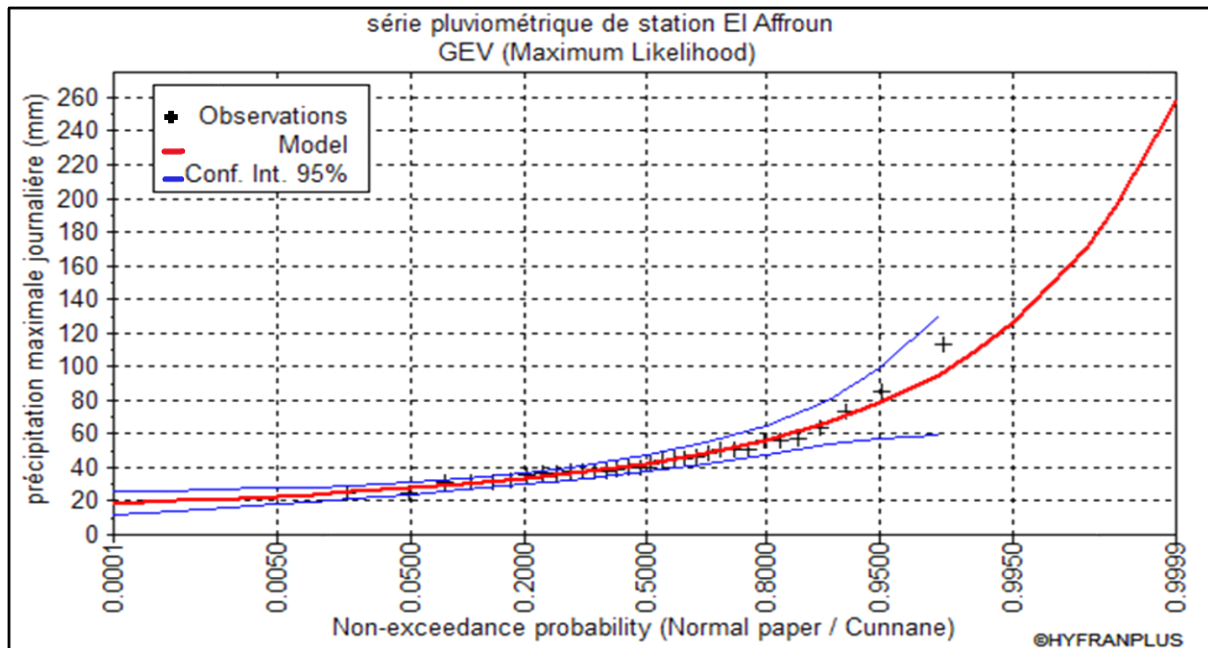


Figure II.3 : Ajustement par la loi de GEV.

II.5.4 Choix de la loi d'ajustement

Dans notre étude, les précipitations journalières maximales ont été ajustées aux lois de Gumbel, Galton et GEV à l'aide du logiciel HyfranPlus. Le choix de la loi la plus adaptée s'appuie sur l'analyse graphique, la cohérence des résultats hydrologiques et le test statistique du χ^2 . Ces critères permettent d'identifier la loi qui représente le mieux les données observées.

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

Le test de khi-carré, également connu sous le nom de test de Pearson, ce test permet d'évaluer si une loi de probabilité s'ajuste correctement aux données observées. Il repose sur la comparaison entre la valeur calculée de χ^2 à partir des données et une valeur théorique de référence.

Afin de déterminer la loi la plus adaptée, on compare la valeur $\chi^2_{\text{théorique}}$ et $\chi^2_{\text{calculé}}$, en se basant sur un niveau de confiance de 95 %, soit un risque d'erreur α de 5 %. Cette comparaison se fait en tenant compte du nombre de degrés de liberté γ . Une loi est considérée comme acceptable si la condition suivante est remplie : $\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$.

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

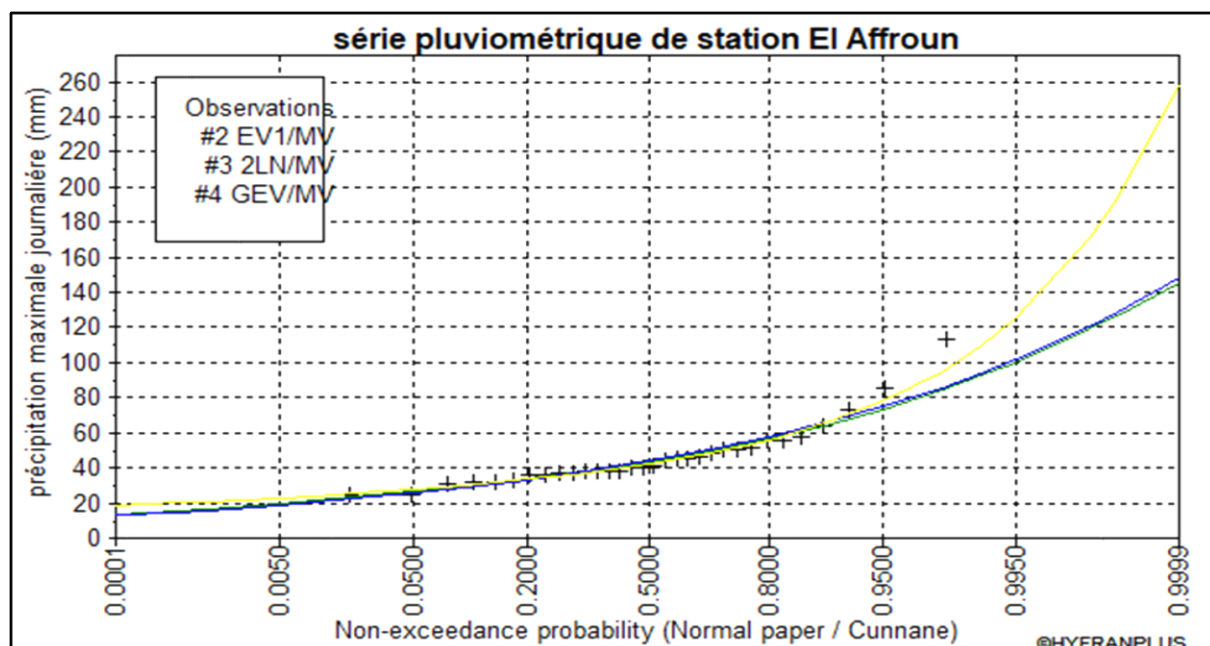
Tableau II.8 : Les résultats du test Khi-deux.

Loi d'ajustement	Nombre de classe	Degré de liberté	$\chi^2_{\text{calculé}}$	$\chi^2_{\text{théorique}}$	P	Comparaison
Gumbel	8	5	5,5	11,07	0,3579	$\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$ Condition vérifiée
Galton	8	5	6,5	11,07	0,3579	$\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$ Condition vérifiée
GEV	8	4	5	9,49	0,2873	$\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$ Condition vérifiée

- **Interprétation** : D'après le tableau au-dessus, les résultats montrent que pour chacune des trois lois testées (Gumbel, Galton, GEV), la condition est vérifiée. Cela indique que les trois lois sont adéquates.

➤ **Test graphique :**

Le test graphique repose sur une comparaison visuelle entre les données observées et la distribution théorique. Grâce au logiciel HyfranPlus, des courbes de probabilité ont été tracées pour les lois de Gumbel, Galton et GEV. L'objectif est de vérifier si les points expérimentaux s'alignent correctement avec la courbe ou la droite théorique. Si les points suivent une trajectoire régulière et restent proches de la droite, cela indique une bonne correspondance entre le modèle choisi et les données.

**Figure II.4** : Comparaison des trois lois d'ajustement.

- **Interprétation :** La comparaison entre les données observées et la courbe théorique montre que :
 - La loi de Gumbel suit correctement la tendance générale, mais elle s'éloigne légèrement pour les valeurs extrêmes.
 - La loi de Galton montre un écart plus marqué à partir des grandes valeurs.
 - La loi de GEV se rapproche le plus des valeurs observées, notamment pour les fortes pluies.

➤ **Sélection de la loi :**

Sachant que les trois donnent des résultats acceptables au test de khi-deux, et que la courbe graphique montre un meilleur ajustement avec la loi de GEV, on peut dire que cette dernière est la plus adaptée pour représenter les données.

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

Dans cette partie, il s'agira d'estimer les hauteurs de précipitations de courte durée ainsi que les intensités qui leur sont associées. L'analyse repose sur les résultats obtenus à partir de l'ajustement des données pluviométriques à la loi des valeurs extrêmes généralisée (GEV).

▪ **Pluie de courte durée :**

L'évaluation des pluies de courte durée (appelées aussi averses) repose sur les hauteurs maximales journalières enregistrées. Le calcul est effectué à l'aide de la formule suivante :

$$P_{t,p\%} = P_{max,j,p\%} \times \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots (II.11)$$

Tel que :

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

$P_{max,j,p\%}$: pluie maximale journalière (en mm) correspondant à la même fréquence ($p\%$) (en mm).

t : durée de l'averse en heures.

b : coefficient climatique. d'après les données de l'ANRH Blida ($b = 0,37$).

- **Intensités de courte durée :** Pour calculer l'intensité moyenne $i_{t,p\%}$ (exprimée en mm/h) d'une pluie de courte durée $P_{t,p\%}$ sur une durée t (en heures) et pour une fréquence de dépassement donnée $p\%$, nous utilisons la formule proposée par Montanari :

$$i_{t,p\%} = \frac{P_{t,p\%}}{t} \dots\dots\dots (II.12)$$

Tel que :

$i_t, p\%$: l'intensité moyenne de courte durée correspondante à une fréquence de dépassement donnée ($p\%$) (mm/h).

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

t : durée de l'averse en heures, $t=0,25h=15min$, pour une période de retour de 10ans.

D'ou:

$$i_{15min,10\%} = \frac{12,34}{0,25} = 49,36 \text{ mm/h}$$

$$i_{15min,10\%} = \frac{49,36 \times 10000}{3600} = 137,11 \text{ l/s/ha}$$

Les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.9 : Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensités.

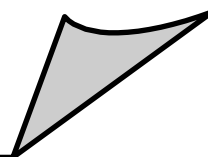
T(ans)	5		10		20		50		100	
Xt (mm)	56,1		66,8		78,2		95,1		110	
t (h)	P _t mm	I _t mm/h	P _t mm	I _t mm/h	P _t mm	I _t mm/h	P _t mm	I _t mm/h	P _t mm	I _t mm/h
0,1	7,38	73,83	8,79	87,92	10,29	102,9	12,51	125,2	14,47	144,8
0,2	9,54	47,71	11,36	56,81	13,30	66,50	16,17	80,88	18,71	93,55
0,25	10,36	41,45	12,34	49,36	14,44	57,78	17,56	70,27	20,32	81,28
0,5	13,39	26,78	15,94	31,89	18,67	37,34	22,70	45,40	26,26	52,52
0,75	15,56	20,74	18,52	24,70	21,69	28,92	26,38	35,17	30,51	40,68

II.7 Conclusion

Cette étude hydrologique nous a permis de déterminer l'intensité moyenne maximale en utilisant la loi de GEV. Pour une durée de 15 minutes et une période de retour de 10 ans, l'intensité obtenue est de **137,11 l/s/ha**.

Chapitre III

Calcul de base



III.1 Introduction

Ce chapitre présente les étapes essentielles à la mise en place d'un réseau d'assainissement fonctionnel, dans le cadre du diagnostic et de la réhabilitation du système existant. Cette phase incontournable comprend plusieurs opérations fondamentales, notamment :

- Le découpage de la zone en surfaces élémentaires avec la détermination du coefficient de ruissellement.
- L'estimation de la population correspondant à chaque surface élémentaire.
- Le choix du type de réseau et l'élaboration du schéma d'évacuation des eaux.

Ces éléments permettent d'effectuer les calculs nécessaires pour analyser la capacité du réseau actuel et poser les bases d'une éventuelle réhabilitation.

III.2 Situation démographique

En hydraulique urbaine, les projets doivent anticiper les besoins des habitants sur une période prolongée (généralement 30 ans pour les réseaux d'assainissement). Concernant la zone Rayhan et Sidi Yakhlef, la population a été estimée à 8194 habitants en 2022, d'après le recensement, avec un taux de croissance de 2,7% (**Source** : ONS).

L'estimation de la population future à différents horizons temporels s'appuie sur la loi des accroissements géométriques. Cette loi se traduit par la formule suivante :

$$P_n = P_0 (1 + \tau)^n \dots\dots\dots(III.1)$$

Tel que :

P_n : Population à l'horizon.

P₀ : Population de référence.

τ : Taux d'accroissement (τ=2.7%).

n : Nombre d'années entre l'année de référence l'année de l'horizon.

III.2.1 Estimation de la population actuelle et future

La population actuelle et future est présentée dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.1 : Estimation de la population actuelle et future.

Horizon	2022	2025	2055
T%	2,7	2,7	2,7
N (ans)	/	3	30
P _n	8194	8876	19 739

III.3 Le découpage de la superficie en surfaces élémentaires

Le bassin versant est défini comme la zone de captage qui recueille les eaux de ruissellement et les dirige vers un point de sortie appelé exutoire. Ses principales caractéristiques sont la superficie, la pente moyenne, la longueur hydraulique, le coefficient de ruissellement, etc...

Une surface élémentaire représente une portion d'un bassin versant partageant les mêmes caractéristiques générales. Le découpage en surfaces élémentaires s'effectue sur la base des critères suivants :

- La nature du sol ;
- La densité des habitations ;
- Les courbes de niveaux ;
- Les routes et voiries ;
- Le réseau existant ;
- Pente et limites naturelles (oueds, talweg, etc.).

✦ Selon les critères de découpage mentionnés ci-dessus, notre zone a été divisée en 19 surfaces élémentaires.

III.4 Système d'évacuation des eaux usées et pluviales

Le réseau d'assainissement est destiné à évacuer les différentes eaux générées dans une zone urbaine ou rurale. Il prend en charge principalement :

- Les eaux usées domestiques issues des habitations.
- Les eaux pluviales provenant des précipitations et du ruissellement.
- Les eaux industrielles rejetées par certaines activités économiques.
- Les eaux d'infiltration pouvant s'introduire accidentellement dans le réseau.

On distingue principalement trois types de systèmes d'évacuation :

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

III.4.1 Les différents systèmes d'assainissement

✓ Le système unitaire

Le système unitaire collecte et évacue les eaux usées domestiques et les eaux pluviales à travers une seule canalisation. Ce principe offre une solution économique et fonctionnelle, avec un seul raccordement par immeuble et un seul réseau par voie publique. Pour prévenir la surcharge du réseau en période de pluie, des dispositifs de déversement sont généralement prévus afin d'évacuer l'excès d'eau vers le milieu naturel.

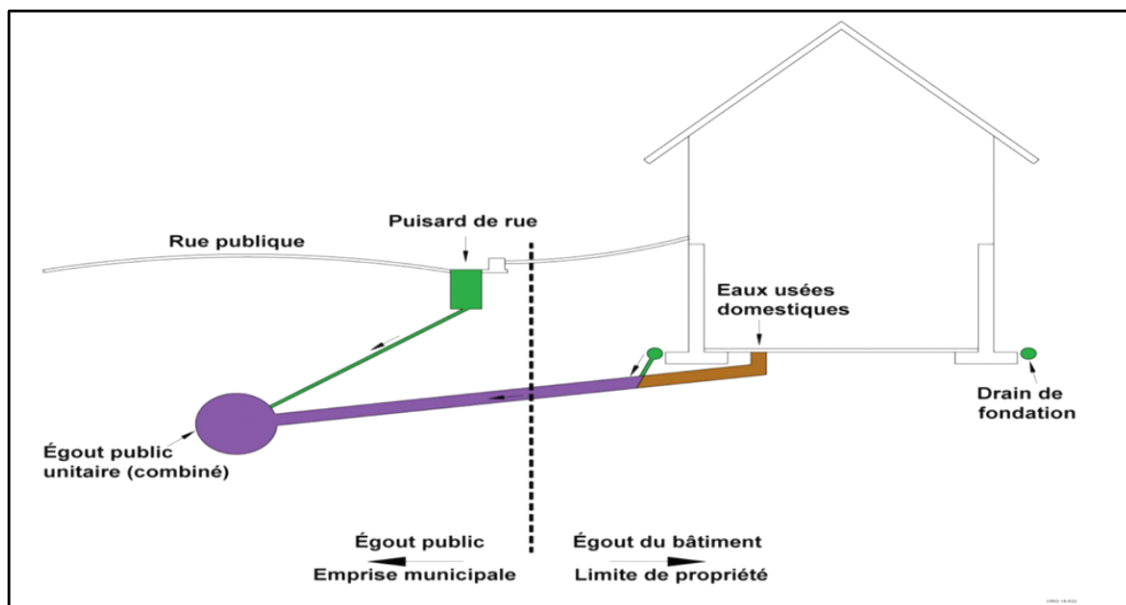


Figure III.1 : Schéma représentatif des branchements dans le système unitaire.

(Source : www.gatineau.ca)

✓ Le système séparatif

Le système séparatif repose sur l'installation de deux réseaux distincts, chacun dédié à un type d'eaux. Les eaux usées domestiques et industrielles sont collectées par un réseau spécifique et acheminées vers une station d'épuration. Les eaux pluviales, quant à elles, sont captées par

un second réseau conçu pour les diriger vers un exutoire naturel, généralement le cours d'eau le plus proche.

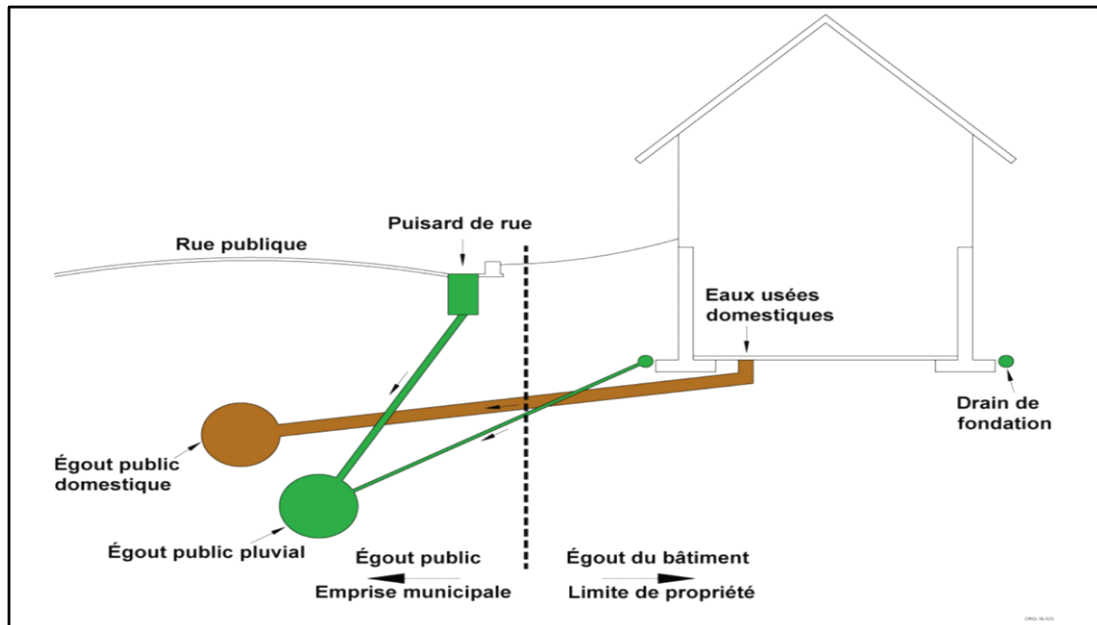


Figure III.2 : Schéma représentatif des branchements dans le système séparatif.

(Source : www.gatineau.ca)

✓ Le système pseudo-séparatif

Ce système est conçu de telle manière à recevoir les eaux usées et une fraction des eaux de ruissellement. L'autre fraction des eaux de ruissellement sera transitée par les caniveaux et quelques tançons d'ouvrages pluviaux. Il repose sur une collecte en commun des eaux de toitures et d'espèces privées, avec celle des eaux usées.

Il est assez comparable au système séparatif avec un inconvénient au moins : c'est le risque de mauvais fonctionnement de la station d'épuration dû à l'apport des eaux pluviales.

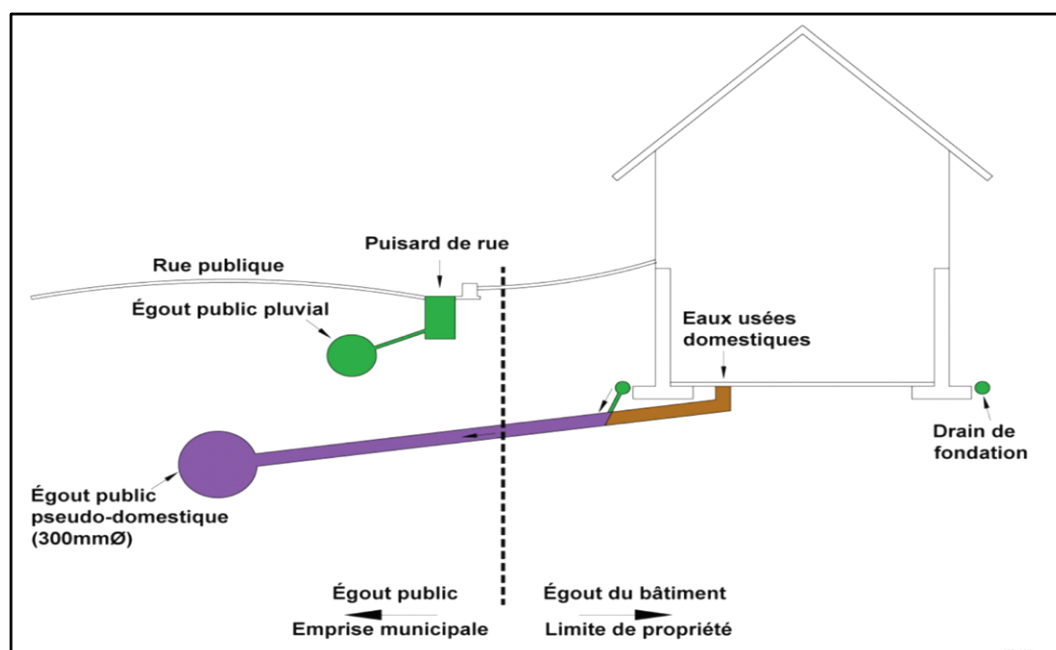


Figure III.3 : Schéma représentatif des branchements dans le système pseudo-séparatif.

(Source : www.gatineau.ca)

✓ Le système mixte

Le système mixte désigne un réseau d'assainissement combinant, selon les secteurs, un fonctionnement unitaire et séparatif. Ce type de configuration est fréquent dans les anciens tissus urbains, où un réseau unitaire initial a été complété par des extensions en séparatif. Il en résulte une organisation où les zones en amont sont généralement desservies par des réseaux séparatifs, tandis que les parties en aval conservent un fonctionnement unitaire.

Remarque : Les spécificités de chaque système sont résumées dans le tableau III.2.

Tableau III.2 : Avantages et inconvénients des différents systèmes

Système	Domaine d'utilisation	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
Unitaire	- Milieu récepteur éloigné des points de collecte. - Topographie à faible relief.	- Conception simple. - Encombrement réduit du sous-sol.	- Débit à la station d'épuration très variable. - La dilution des eaux usées est variable.	- Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage - Difficulté d'évaluation des

	- Débit d'étiage du cours d'eau récepteur important.	- À priori économique. - Pas de risque d'inversion de branchement.	- Apport de sable important à la station d'épuration. - Rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées, eaux pluviales " au droit des déversoirs d'orage. - Acheminement d'un flot de pollution assez important lors des premières pluies après une période sèche.	rejets directs vers le milieu récepteur.
Séparatif	- Petites et moyennes agglomérations. - Extension des villes. - Faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur.	- Diminution du diamètre moyen des collecteurs. - Exploitation plus facile de la station d'épuration. - Meilleure préservation de l'environnement des flux polluants.	-Encombrement important du sous-sol. -Coût d'investissement élevé. - Risque important d'erreur de branchement.	- Surveillance accrue des branchements. - Entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales). - Entretien des postes de relèvements et des chambres à sables. - Détection et localisation des anomalies (inversion de branchement, arrivée d'eaux parasites ...).
	- Petits et moyennes agglomérations.	- Le problème des faux	- le fonctionnement de la station d'épuration est	- Entretien régulier des déversoirs

Pseudo-séparatif	- présence d'un milieu récepteur proche.	branchements est éliminé. - Le plus gros des eaux pluviales étant acheminées en d'hors de la ville, ce qui nous donne des collecteurs traversant la ville de moindre dimension.	perturbé, la charge polluante est variable en qualité et en quantité.	d'orage et des bassins du stockage. - Surveillance accrue des branchements.
-------------------------	--	--	---	--

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

III.4.2 Le choix du système d'assainissement

Pour définir le système d'assainissement le plus adapté, on considère différents critères, tels que :

- L'aspect technique (la topographie du terrain, la nature du sol et disponibilité du milieu récepteur, etc...).
- L'aspect économique notamment le cout d'investissement, d'entretien et d'exploitation.
- Les infrastructures existantes qui peuvent influencer l'extension ou l'adaptation du réseau.
- L'espace disponible.
- Les considérations urbanistiques, telles que la densité de population, le type d'habitat et les plans d'aménagement.
- Les exigences environnementales pour limiter les risques de pollution et préserver les ressources naturelles.

 **Remarque :** Pour notre projet, nous avons choisi de travailler sur un système unitaire existant.

III.5 Schéma d'évacuation

Les réseaux d'assainissement sont en majorité conçus pour fonctionner en écoulement gravitaire, sauf dans certaines situations spécifiques. On peut identifier 5 types de schémas distincts :

✓ Schéma perpendiculaire

Ce schéma repose sur une organisation où les collecteurs principaux sont implantés perpendiculairement aux voies de circulation, et les conduites secondaires viennent s'y raccorder de manière orthogonale. Il permet une évacuation directe des eaux vers le milieu récepteur, sans nécessairement les regrouper vers une station d'épuration. Ce type de disposition est bien adapté aux zones urbaines à tracé régulier, notamment pour l'écoulement des eaux pluviales dans un système séparatif. (Source : Salah Boualam)

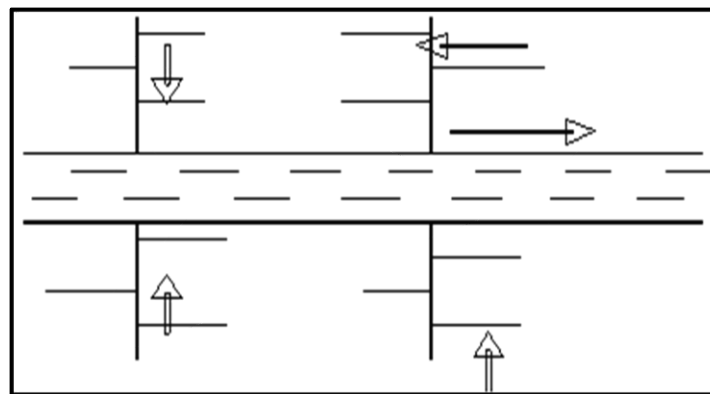


Figure III.4 : Schéma perpendiculaire.

(Source : Polycopie SALAH Boualem)

✓ Schéma par déplacement latéral

Ce type de schéma permet de collecter les eaux usées dans un collecteur principal situé sur le côté, souvent parallèle à une voie ou à un cours d'eau. Les collecteurs secondaires y convergent latéralement. Ce schéma est adapté dans le cas où l'installation sous les axes principaux est difficile. L'épuration est indispensable dans ce cas, car les eaux sont dirigées vers un point unique de traitement.

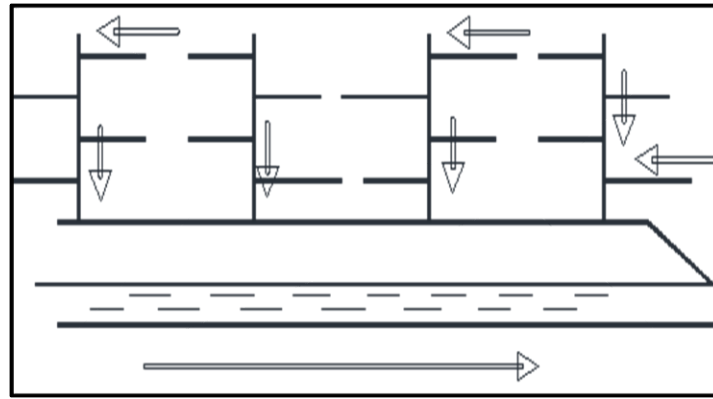


Figure III.5 : Schéma par déplacement latéral.

(Source : Polycopie SALAH Boualem)

✓ Schéma transversal ou oblique

Le Schéma transversal ou oblique consiste à disposer les collecteurs en diagonale par rapport aux voies principales. Il est utilisé lorsque la pente du terrain est faible ou lorsque le tracé du site impose des contraintes. Ce schéma permet d'acheminer les eaux vers l'aval grâce à des collecteurs ramifiés.

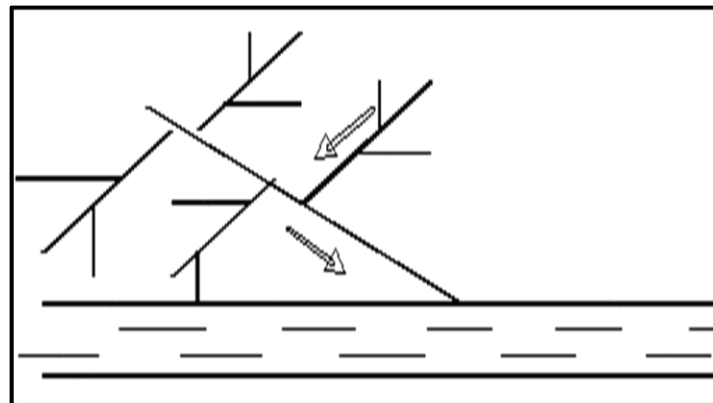


Figure III.5 : Schéma transversal ou oblique

(Source : Polycopie SALAH Boualem)

✓ Schéma par zones étagées

Ce schéma reprend le principe du déplacement latéral, mais en y ajoutant plusieurs collecteurs longitudinaux répartis sur différents niveaux. Cette configuration permet une évacuation des eaux par paliers successifs, évitant ainsi de surcharger un seul collecteur principal.

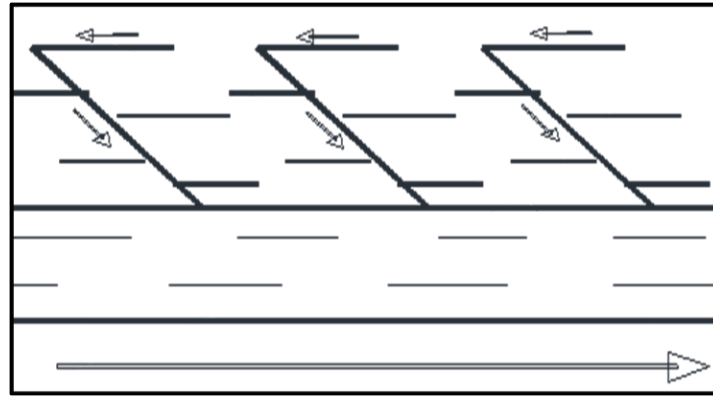


Figure III.6 : Schéma par zones étagées.

(Source : Polycopie SALAH Boualem)

✓ Schéma radial

Le schéma radial convient aux terrains plats ou faiblement inclinés. Il permet de regrouper les effluents en un ou plusieurs points bas, puis de les évacuer, généralement par pompage, vers un point éloigné comme un cours d'eau récepteur, une station d'épuration ou un collecteur gravitaire.

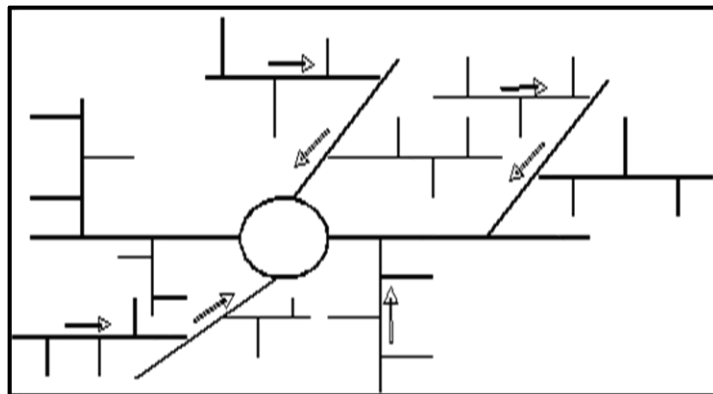


Figure III.7 : Schéma radial.

(Source : Polycopie SALAH Boualem)

III.5.1 Le choix du schéma d'évacuation

Le choix du schéma du réseau d'évacuation à adopter, dépend des divers paramètres dont les principaux sont :

- La topographie du terrain.
- La répartition géographique des habitants à desservir.
- Les conditions de rejet.
- Le coût et les frais d'investissement et d'entretien.

- L'implantation des canalisations dans le domaine public (l'implantation des canalisations dans un domaine privé crée des suggestions importantes du fait de la présence de regard de visite).
- Emplacement de la station d'épuration.

 **Remarque :** Pour notre projet, le schéma convenable est celui par déplacement latéral.

III.6 Le coefficient de ruissellement

III.6.1 Méthodes de détermination du coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement caractérise le volume d'eau qui ruisselle en surface rapporté au volume d'eau total tombé sur une surface donnée. Il joue un rôle crucial dans l'estimation du débit des eaux pluviales et dans le dimensionnement des réseaux d'assainissement.

La valeur coefficient de ruissellement dépend de plusieurs facteurs, notamment :

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

Les tableaux ci-après indiquent les valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de différents paramètres.

✓ En fonction du type d'occupation du sol

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

Type d'occupation du sol		C _r
Commercial		0.70 – 0.95
Résidentiel	Lotissement	0.3 – 0.5
	Collectifs	0.5 – 0.75
	Habitat dispersé	0.25 – 0.4
Industriel		0.5 – 0.8
Parcs et jardins public		0.05 – 0.25

Terrains de sport		0.1 – 0.3
Terrains vagues		0.05 – 0.15
Terres agricoles	Drainées	0.05 – 0.13
	Non drainées	0.03 – 0.07

(Source : Satin *et al.* (2006))✓ **En fonction de la catégorie d'urbanisation :**

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

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

(Source: Water Environment Federation (1970))

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

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

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

(Source: Water Environment Federation (1970))

➤ En fonction de la nature de la surface :

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

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

(Source : Gomella et Guerree (1967))

III.6.2 Estimation du coefficient de ruissellement pour chaque surface élémentaire

L'évaluation du coefficient de ruissellement a été réalisée en fonction du type d'occupation du sol. La zone d'étude a été divisée en sous-bassins élémentaires, conformément au plan de masse, afin de prendre en compte la diversité des surfaces. Le coefficient de ruissellement pondéré est alors obtenu à partir de la relation suivante :

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i \cdot C_{ri}}{A} \dots \dots \dots (III.2)$$

Tel que :

C_{rp} : Le coefficient du ruissellement pondéré total.

C_{ri} : Le coefficient du ruissellement de chaque surface élémentaire.

A_i : aire de chaque surface élémentaire (ha).

A : La surface totale de l'aire d'étude (ha).

Tableau III.7: Estimation du coefficient de ruissellement de chaque surface élémentaire.

N° SB	Surface (ha)	Cri
01	3,65	0,54
02	1,65	0,57
03	1,03	0,54
04	2,33	0,54
05	1,87	0,53
06	4,23	0,53
07	1,98	0,58
08	2,5	0,52
09	5,07	0,49
10	2,86	0,53
11	3,02	0,56
12	4,97	0,59
13	3	0,55
14	3,8	0,44
15	7,8	0,57
16	6,3	0,58
17	3,52	0,50
18	4,05	0,53
19	4,82	0,57
Somme	68,45	-

➤ Donc le coefficient de ruissellement pondéré est donné par (L'équation (III.2)) :

$$C_{rp}=0,54 .$$

III.6.3 Détermination du nombre d'habitant pour chaque surface élémentaire

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

$$P_i = D_i * A_i \dots \dots \dots (III.3)$$

Tel que :

P_i : population de chaque surface élémentaire.

D_i : densité partielle de chaque surface élémentaire.

A_i : l'aire de chaque surface élémentaire.

▪ **Calcul de la densité partielle de chaque surface élémentaire :**

La densité partielle de chaque surface élémentaire est exprimée par l'expression suivante :

$$D_i = \frac{C_{ri} * P_t}{C_{rp} * A} \dots\dots\dots (III.4)$$

Tel que :

D_i : Densité partielle de surface élémentaire considérée (Hab/ha).

C_{rp} : Le coefficient de ruissellement pondéré total.

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

A : Surface totale de la zone d'étude (ha).

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

- Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

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

N° SB	Surface (ha)	Cr	D_i	$P_i(\text{hab})$
01	3,65	0,54	363	1324
02	1,65	0,57	383	631
03	1,03	0,54	362	372
04	2,33	0,54	364	848
05	1,87	0,53	356	665
06	4,23	0,53	357	1520
07	1,98	0,58	390	772
08	2,5	0,52	350	857
09	5,07	0,49	330	1673
10	2,86	0,53	356	1018

11	3,02	0,56	377	1138
12	4,97	0,59	397	1973
13	3	0,55	370	1110
14	3,8	0,44	296	1124
15	7,8	0,57	143	1115
16	6,3	0,58	8	49
17	3,52	0,50	336	1182
18	4,05	0,53	357	1445
19	4,82	0,57	383	1846

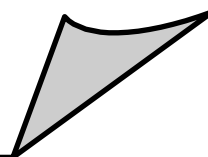
III.7 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons examiné plusieurs systèmes d'évacuation et précisé les critères de sélection du système ainsi que le schéma d'évacuation approprié. Par ailleurs, nous avons découpé notre agglomération en surfaces élémentaires selon la nature du terrain, ce qui nous permet d'estimer de manière plus précise le coefficient de ruissellement, réduisant ainsi les marges d'erreur dans les calculs hydrauliques.

- Pour notre agglomération, les choix retenus sont les suivants :
 - ✓ L'horizon de calcul est fixé à l'année 2055, avec une population projetée de 19739 habitants.
 - ✓ Le système d'assainissement choisi pour la zone étudiée est un système unitaire.
 - ✓ Le schéma adopté est un réseau par collecteurs transversaux avec déplacement latéral.
 - ✓ Suite au découpage, 19 surfaces élémentaires ont été définies.

Chapitre IV

Estimation des débits à évacuer



IV.1 Introduction

Le réseau d'assainissement joue un rôle crucial dans la collecte et l'évacuation des eaux usées et des eaux de ruissellement issues des zones urbaines et industrielles. La première étape essentielle dans la conception de ce réseau consiste en l'évaluation précise des débits à traiter. Cette analyse permet de déterminer la quantité d'eaux à évacuer afin d'assurer un dimensionnement adapté, capable de prévenir les risques de débordement, de reflux, et de pollution.

IV.2 Origine et nature des eaux usées à évacuer

On peut classer les eaux usées en différentes catégories selon leur provenance :

IV.2.1 Eaux usées d'origine domestique

Elles proviennent des usages quotidiens au sein des habitations et sont principalement chargées en pollution organique. On distingue :

- Les eaux ménagères : issues des activités telles que la cuisine, la lessive, la toilette ou encore le lavage de la vaisselle.
- Les eaux de vannes : provenant des toilettes, elles contiennent les matières fécales, l'urine et le papier hygiénique.

IV.2.2 Eaux usées du service public

Elles proviennent des activités administratif, éducatif sanitaires, touristiques et autres services collectifs. L'estimation de leur débit repose sur la dotation en eau potable propre à chaque type d'activité, exprimée en équivalent-habitant, et ajustée en fonction de la fréquence et l'intensité d'utilisation des installations.

IV.2.3 Eaux industrielles

Les eaux usées industrielles proviennent des procédés de production, de transformation et de nettoyage réalisées dans les unités industrielles. Leur quantité dépend du type d'industrie, de la nature des procédés utilisés et de l'efficacité des systèmes de recyclage interne. L'évaluation de ces volumes s'appuie sur la dotation en eau spécifique à chaque secteur industriel, exprimée en équivalent-habitant, et sur la fréquence des rejets.

IV.2.4 Les eaux claires parasites

Les eaux claires parasites désignent les volumes d'eau s'infiltrant accidentellement dans les réseaux d'assainissement, principalement à partir de la nappe phréatique, des eaux pluviales ou de systèmes de drainage.

Elles pénètrent dans les canalisations à travers divers défauts tels que :

- Joints mal réalisés ou endommagés.
- Raccordements défectueux.
- Fissurations des conduites.
- Soulèvement et dégradation des canalisations par les racines d'arbres ou par l'écoulement souterrain.
- Infiltration liée à la remontée de la nappe.

Ces apports non souhaités perturbent le fonctionnement hydraulique et le rendement épuratoire des stations de traitement. Leur estimation reste délicate et repose souvent sur des valeurs indicatives, de l'ordre de 0,05 à 0,15 L/s/ha.

Remarque : Pour notre projet le débit d'eau parasite est pris à 0.15 l/s/ha.

IV.3 Evaluation de la quantité d'eaux usées à évacuer

Le débit d'eaux usées correspond à une fraction du volume d'eau consommé, déterminée à l'aide du coefficient de rejet (K_r). Ce coefficient, généralement compris entre 70 % et 80 %, reflète la part d'eau réellement évacuée vers le réseau après consommation, le reste étant perdu par infiltration, évaporation ou autres usages ne produisant pas de rejet.

Remarque : Pour notre étude un coefficient de rejet de 80% ($K_r=80\%$) sera retenu.

IV.3.1 Estimation des débits d'eaux usées domestiques

Le calcul des débits d'eaux usées domestiques repose sur la détermination de la consommation moyenne journalière, obtenue en multipliant la dotation journalière par le nombre d'usagers.

✓ Évaluation du débit moyen journalier :

Le débit moyen journalier rejeté est calculé par la formule suivante :

$$Q_{moy,j} = \frac{K_r \times D \times N_{hab}}{86400} \dots\dots\dots(IV.1)$$

Tel que :

$Q_{moy,j}$: Débit moyen journalier des eaux usées en (l/s).

N_{hab} : Nombre d'habitants à l'horizon d'étude.

K_r : Coefficient de rejet est estimé à 80% de la quantité d'eau potable consommée.

D : dotation journalière (200 l/j/hab). (**source** : DRE Blida)

✓ **Évaluation du débit de pointe :**

Comme la consommation d'eau est variable, le volume rejeté l'est également. Il est donc nécessaire de déterminer le débit de pointe, correspondant au maximum des rejets. Ce dernier est donné par la formule suivante :

$$Q_{pt} = K_p \times Q_{moy,j} \dots \dots \dots (IV.2)$$

Tel que:

Q_{pt} : Débit de pointe des eaux usées domestiques (l/s).

$Q_{moy,j}$: Débit moyen journalier rejeté (l/s).

K_p : Coefficient de pointe ; calculé à partir du débit moyen de rejet.

$$K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{moy,j}^{dom}}} ; \text{ Si } Q_{moy,j} \geq 2,8 \frac{L}{s} \dots \dots \dots (IV.3)$$

$$K_p = 3 ; \text{ Si } Q_{moy,j} \leq 2,8 \frac{L}{s} \dots \dots \dots (IV.4)$$

- Les résultats de calcul des débits pour les eaux usées domestiques sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.1: Evaluation des débits des eaux usées domestiques.

SB	Pi (hab)	Dotation (l/j)	K_r	$Q_{moy.usé}$ (l/s)	K_p	$Q_{pt.usé}$ (l/s)
1	1324	200	0,8	2,45	3	7,35
2	631	200	0,8	1,17	3	3,51
3	372	200	0,8	0,69	3	2,07
4	848	200	0,8	1,67	3	5,01
5	665	200	08	1,23	3	3,69
6	1520	200	0,8	2,81	2,99	8,40
7	772	200	0,8	1,43	3	4,29

SB	Pi (hab)	Dotation (l/j)	Kr	Q _{moy.usé} (l/s)	K _p	Q _{pt.usé} (l/s)
8	857	200	0,8	1,59	3	4,77
9	1673	200	0,8	3,1	2,92	9,05
10	1018	200	0,8	1,89	3	5,67
11	1138	200	0,8	2,11	3	6,33
12	1973	200	0,8	3,65	2,81	10,26
13	1110	200	0,8	2,06	3	6,18
14	1124	200	0,8	2,08	3	6,24
15	1115	-	-	-	-	-
16	49	-	-	-	-	-
17	1182	200	0,8	2,19	3	6,57
18	1445	200	0,8	2,68	3	8,04
19	1846	200	0,8	3,42	2,85	9,75

Remarque : Les sous-bassins 15 et 16 sont des zones industrielles, il n'y a pas du débit usée domestique.

IV.3.2 Évaluation des débits des équipements publics

Pour les équipements publics, l'estimation des débits repose sur la dotation spécifique à chaque catégorie d'utilisateurs, à laquelle est appliqué le coefficient de rejet.

Les résultats de calcul des débits pour les eaux usées des équipements publics sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.2: Evaluation des débits des eaux usées des équipements publics.

N° SB	Équipement	Unité	Dotation (l/j/unité)	Nbr d'unité	Q _{moy.} usé (l/j)	Q _{moy.} usé (l/s)	K _p	Q _{usé. pt} (l/s)	Q _{EQ} (l/s)
5	Mosquée	Fidèle	20	200	3200	0,037	3	0,11	0,11
8	École	Élève	20	330	5280	0,061	3	0,18	0,34
	CEM	Élève	20	270	4320	0,05	3	0,15	

	Centre de santé	Patient	20	10	160	0,002	3	0,01	
11	Gendarmerie nationale	Soldat	20	60	960	0,011	3	0,03	0,16
	Service des forêts	Employé	20	20	320	0,004	3	0,01	
	Stade communal	Vestiaire	20	50	800	0,01	3	0,03	
	Salle Omnisport	Vestiaire	20	150	2400	0,028	3	0,08	

Remarque : Dotation 20 l/j/unité (source : DRE Blida).

IV.3.3 Évaluation des débits des eaux industrielles

Les débits des eaux usées industrielles sont évalués de la même manière que pour les équipements publics et domestiques, en se basant sur la consommation en eau par unité de production.

Les résultats de calcul des débits pour eaux usées industrielles sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.3: Evaluation des débits des eaux usées industrielles.

N° SB	Industrie	Unité	Dotation (l/j/unité)	Nbr d'unité	Q _{moy. usé} (l/j)	Q _{moy. •usé} (l/s)	K _p	Q _{usé. pt} (l/s)	Q _{Ind}
15	Groupe SIM	Employé	20	1015	16240	0,188	3	0,56	0,61
	Parc Matériaux de Construction	Employé	20	20	320	0,004	3	0,01	

	SARL SFA A	Employé	20	80	1280	0,01 5	3	0,04	
16	SARL Royal éponge	Employé	20	30	480	0,00 6	3	0,02	0,03
	SNC Sadi Mahmoud	Employé	20	19	304	0,00 4	3	0,01	

Remarque : Dotation 20 l/j/unité (source : DRE Blida).

IV.3.4 Évaluation des débits des eaux parasites

Ce débit est compris entre 0,05 et 0,15 l/s/ha, et calculé par la formule suivante :

$$Q_{par} = A_i \times q \dots \dots \dots (IV.5)$$

Avec : $q = 0,15$ l/s/ha.

Les résultats de calcul des débits des eaux parasites sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.4: Evaluation des débits des eaux parasites.

N° SB	A (ha)	q (l/s/ha)	Q _{parasite} (l/s)
1	3,65	0,15	0,5475
2	1,65	0,15	0,2475
3	1,03	0,15	0,1545
4	2,33	0,15	0,3495
5	1,87	0,15	0,2805
6	4,23	0,15	0,6345
7	1,98	0,15	0,297
8	2,5	0,15	0,375
9	5,07	0,15	0,7605
10	2,86	0,15	0,429
11	3,02	0,15	0,453
12	4,97	0,15	0,7455
13	3	0,15	0,45
14	3,8	0,15	0,57

15	7,8	0,15	1,17
16	6,3	0,15	0,945
17	3,52	0,15	0,528
18	4,05	0,15	0,6075
19	4,82	0,15	0,723

IV.3.5 Les débits totaux des eaux usées à évacuer

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

Tableau IV.5: Les débits totaux des eaux usées.

N° SB	Q _{pt.usé Dom} (l/s)	Q _{pt.usé EQ} (l/s)	Q _{pt.usé Ind} (l/s)	Q _{parasite EPC} (l/s)	Q _{usé Total} (l/s)
1	7,35	-	-	0,548	7,898
2	3,51	-	-	0,248	3,758
3	2,07	-	-	0,155	2,225
4	5,01	-	-	0,350	5,360
5	3,69	0,11	-	0,281	4,081
6	8,40	-	-	0,635	9,035
7	4,29	-	-	0,297	4,587
8	4,77	0,34	-	0,375	5,485
9	9,05	-	-	0,761	9,811
10	5,67	-	-	0,429	6,099
11	6,33	0,16	-	0,453	6,943
12	10,26	-	-	0,746	11,005
13	6,18	-	-	0,45	6,630
14	6,24	-	-	0,57	3,557
15	-	-	0,61	1,17	1,780
16	-	-	0,03	0,945	0,975
17	6,57	-	-	0,528	7,098
18	8,04	-	-	0,608	8,648
19	9,75	-	-	0,723	10,473

IV.4 Evaluation des débits des eaux pluviales à évacuer

IV.4.1 La méthode rationnelle

La méthode rationnelle est largement utilisée pour estimer le débit de pointe des eaux pluviales dans les bassins versants urbains de petite superficie, (généralement inférieure à 10 ha). Elle repose sur l'hypothèse que, durant un événement pluvieux, l'intensité des précipitations reste constante et uniformément répartie sur toute la surface du bassin pendant une durée au moins égale au temps de concentration.

Le débit pluvial se détermine à l'aide de la formule suivante :

$$Q = \alpha \times A \times C_r \times i \dots \dots \dots (IV.6)$$

Tel que :

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

α : coefficient réducteur de l'intensité de pluie.

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

C_r : coefficient de ruissellement.

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

IV.4.2 Hypothèses de la méthode rationnelle

La méthode rationnelle repose sur quatre (4) hypothèses principales :

- Le débit de pointe « Q_p » est observé à l'exutoire si la durée de l'averse est supérieure au temps de concentration « t_c » du bassin versant.
- Le coefficient de ruissellement « C_r » est supposé constant tout au long de l'averse.
- Le débit de pointe « Q_p » est proportionnel à l'intensité moyenne maximale sur une durée égale au temps de concentration du bassin-versant.
- L'averse est considérée uniforme en intensité et en répartition spatiale sur l'ensemble du bassin versant.

IV.4.3 Critique de la méthode rationnelle

- La décomposition de la surface totale en surfaces élémentaires est toujours assez grossièrement approchée.
- On suppose que le coefficient de ruissellement est constant sur toute la surface pendant la durée de l'averse ce qui est souvent loin de la réalité.

- Elle ne prend pas correctement en compte la relation entre le temps de concentration et le débit maximal, ce qui peut entraîner une approximation des résultats.
- Cette méthode ne tient pas compte de stockage de l'eau sur la surface.

IV.4.4 Coefficient réducteur de l'intensité de pluie

C'est un coefficient déterminé expérimentalement qui tient compte de la répartition irrégulière des pluies courtes de forte intensité. si la surface est inférieure ou égale à 10 ha on prend α est égale à 1. Sinon, on considère une surface assimilée à un rectangle de longueur « x » et une largeur moyenne « y » drainée par un collecteur.

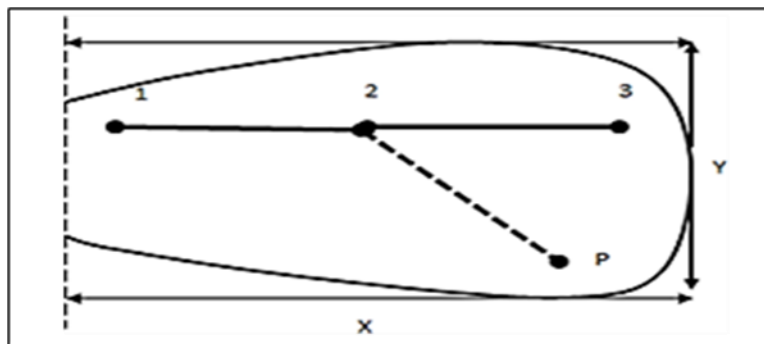


Figure IV.1 : Principe schématique de détermination du α .

(Source : Polycopie SALAH Boualem 2014)

Tel que:

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

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

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

Tableau IV.6 : Valeur du coefficient réducteur « α », en fonction de la distance.

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

(Source : Polycopie SALAH Boualem 2014)

IV.4.5 Temps de concentration

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

Le temps de concentration se compose :

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

$$- \quad t_1 = \frac{L}{60v} \dots \dots \dots \text{(IV.7)}$$

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

$$t_2 = \frac{L_s}{11\sqrt{I}} \dots \dots \dots \text{(IV.8)}$$

➤ **Trois aspects sont à considérer :**

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

IV.4.6 Calcul des débits pluviaux

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

Tableau IV.7 : Evaluation des débits des eaux pluviaux.

N° SB	A _i (ha)	Cr	α	I l/s/ha	Q _{pluv} l/s
1	3,65	0,54	1	137,11	270,244
2	1,65	0,57	1	137,11	128,952
3	1,03	0,54	1	137,11	76,261
4	2,33	0,54	1	137,11	172,512
5	1,87	0,53	1	137,11	135,890
6	4,23	0,53	1	137,11	307,387
7	1,98	0,58	1	137,11	157,457

8	2,5	0,52	1	137,11	178,243
9	5,07	0,49	1	137,11	340,622
10	2,86	0,53	1	137,11	207,831
11	3,02	0,56	1	137,11	231,880
12	4,97	0,59	1	137,11	402,048
13	3	0,55	1	137,11	226,232
14	3,8	0,44	1	137,11	229,248
15	7,8	0,57	1	137,11	609,591
16	6,3	0,58	1	137,11	500,999
17	3,52	0,5	1	137,11	241,314
18	4,05	0,53	1	137,11	294,307
19	4,82	0,57	1	137,11	376,696

IV.5 Evaluation des débits totaux

On passe maintenant au calcul final des débits d'eaux usées, pluviales et parasites de l'agglomération, lesquels sont présentés dans le tableau ci-dessous pour chaque surface élémentaire :

Tableau IV.8 : Evaluation des débits totaux pour chaque surface élémentaire.

N° SB	Q _{use.total} l/s	Q _{pluv} l/s	Q _{total} l/s
1	7,898	270,244	278,142
2	3,758	128,952	132,71
3	2,225	76,261	78,486
4	5,360	172,512	177,872
5	4,081	135,890	139,971
6	9,035	307,387	316,422
7	4,587	157,457	162,044
8	5,485	178,243	183,728
9	9,811	340,622	350,433
10	6,099	207,831	213,93
11	6,943	231,880	238,823

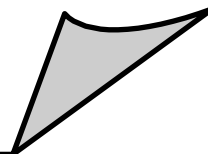
12	11,005	402,048	413,053
13	6,630	226,232	232,862
14	3,557	229,248	232,805
15	1,780	609,591	611,371
16	0,975	500,999	501,974
17	7,098	241,314	248,412
18	8,648	294,307	302,955
19	10,473	376,696	387,169

IV.6 Conclusion

Dans cette partie, nous avons évalué et quantifié les volumes d'eau à évacuer, incluant aussi bien les eaux usées que les eaux pluviales. Il est important de préciser que la zone étudiée abrite une unité industrielle. Les débits calculés montrent que les eaux usées, qu'elles soient domestiques, publiques ou industrielles, ne constituent qu'une faible proportion des débits pluviaux. Cette étape représente une phase essentielle pour procéder au calcul hydraulique ainsi qu'au dimensionnement des conduites.

Chapitre V

Diagnostic du système d'évacuation



V.1 Introduction

Le diagnostic d'un réseau d'assainissement est une étape fondamentale pour évaluer son état et son fonctionnement. Il permet de détecter les anomalies et insuffisances du système afin de planifier le sur l'analyse du réseau de notre agglomération, visant à identifier les dysfonctionnements pouvant affecter son efficacité et la protection de l'environnement.

V.2 Types du diagnostic

On distingue principalement deux types de diagnostic appliqués aux réseaux d'assainissement :

- **Diagnostic fonctionnel** : vérification des performances hydrauliques du réseau pour garantir un transfert efficace des effluents.
- **Diagnostic structurel** : contrôle de l'état des infrastructures (regards, collecteurs, postes) pour détecter tout défaut ou dégradation.
- Ces diagnostics sont complémentaires et permettent une analyse globale du réseau.

V.3 Description du réseau d'assainissement existant

Lors des sorties effectuées sur cette localité, nous avons identifié quatre (4) rejets d'eau usée déversant directement sur les cours d'eau Oued Errayhane, Oued Chaouech et Oued Sidi Moussa, ces rejets prennent en charge les bassins urbains de cette localité sur une surface totale de 68,45 hectares à travers un réseau existant unitaire.

- **Le rejet N°05** : alimenté par le collecteur principal de diamètre Ø600 majoritairement en PVC traversant la ville le long de la route parallèle à CW 62 sur une longueur de 699m, ce collecteur prend en charge 7.38% des bassins urbains de ces localités via le collecteur principal, ce rejet se déverse sur Oued Chaouech.
- **Le rejet N°06** : alimenté par le collecteur principal de diamètre Ø600 en PVC traversant la localité de Rayhane et longe un des affluent d'oued sur une longueur de 1259m, ce collecteur prend en charge 10.78% des bassins urbains de ces localités via les collecteurs secondaires de diamètre variable entre Ø 600-300 sur une longueur totale de 2908 m, ce rejet se déverse sur Oued Errayhane.
- **Le rejet N°07** : alimenté par le collecteur principal de diamètre Ø600 en PVC traversant la localité de Rayhane sur une longueur de 504 m, ce collecteur prend en charge 14.70% des

bassins urbains de ces localités via les collecteurs secondaires de diamètre variable entre Ø 400-600 sur une longueur totale de 941 m, ce rejet se déverse sur Oued Errayhane.

- **Le rejet N°09 :** alimenté par le collecteur principal de diamètre Ø900 en béton armé traversant la zone industrielle de Sidi Ykhlef sur une longueur de 928 m, ce collecteur prend en charge 34.21% des bassins urbains de ces localités via les collecteurs secondaires de diamètre variable entre Ø400-900 sur une longueur totale de 1083 m, ce rejet se déverse sur Oued Sidi Moussa.

Remarque : Plusieurs bassins urbains présent sur la zone d'étude ne sont pas raccordés au réseau global ces derniers sont soit muni de fausse individuelle ou de rejet en plein air pour les zones loin des oueds soit des rejets individuels pour les zones limitrophes de l'oued

V.4 Elaboration d'un diagnostic

Dans le cadre de cette étude, on a élaboré un plan de diagnostic de l'ensemble du système d'assainissement de la localité Rayhane et Sidi ykhlef commune d'Ain Romana.

Ce plan est réparti sur deux phases suivant :

- ✓ La première phase consiste à un diagnostic physique appuyée par un reportage photographique des anomalies constatées.
- ✓ La deuxième phase consiste à élaborer une simulation hydraulique de l'ensemble du réseau pour vérifier le comportement hydraulique et l'auto-curage des collecteurs existants.

V.4.1 Élaboration d'un diagnostic physique

Cette phase consiste à établir un diagnostic complet du système d'assainissement existant afin de déterminer l'état réel des collecteurs. Elle comprend les étapes suivantes :

- Identification des réseaux d'assainissement existants.
- Identification et recensements des rejets.
- Report du système d'assainissement existant sur un plan d'ensemble.
- Description du fonctionnement du système d'assainissement existant.

V.4.1.1 Etat du système d'assainissement existant

❖ Etat des regards :

Au cours du diagnostic, les anomalies suivantes ont été relevées concernant l'état des regards :

- Regards empiétés sous chaussée.
- Tampons empiétés sous la chaussée.
- Tampons condamnés impossible à ouvrir.
- Regard en état acceptable.
- Dalles en béton en très mauvais état à moitié remblayés.
- Dalles en béton en très mauvais état.
- Des regards qui débordent recouvert par la végétation et les terres.
- Des regards pas trouvés et emplacement indiqué par les riverains.
- Dalle en béton impossible d'accès fissurée, recouverte de terre et de détrit.



Figure V.1 : Regard qui déborde recouvert par la végétation et les terres.

(Date : 02/12/2023)



Figure V.2 : Regard remblayé complètement par des terres.

(Date : 02/12/2023)

(Source : Eurl BEHGC)



Figure V.3 : Tampon empiété sous la chaussée.

(Date : 02/12/2023)



Figure V.4 : Tampon fermé par clé.

(Date : 02/12/2023)

(Source : Eurl BEHGC)

Remarque : Pour notre localité, le type de regard existant est le regard de visite.

❖ Etat des collecteurs :

Le réseau d'assainissement de la localité Rayhane et Sidi ykhlef s'étend sur 3,252 km. La majeure partie des conduites sont circulaires, en béton armé et en PEHD ondulé avec des diamètres variant de 400 à 900 mm.

Tableau V.1: Caractéristiques des collecteurs principaux existants.

Collecteur A					
Num des regards	Cotes tompon (m)	Trançon	Diamètre	Type de conduite	Etat
R21	231.09	R21-R22	300	Pehd ondulé	moyen
R22	231.00	R22-R23	300		moyen
R23	229.54	R23-R24	non identifier	non identifier	non identifier
R24	226.06	R24-R25	400	Pehd ondulé	mauvais
R25	223.74	R25-R26	400	Pehd ondulé	moyen
R26	222.65	R26-R27	400	Pehd ondulé	mauvais

R27	220.37	R27-R28	400	Pehd ondulé	mauvais
R28	217.73	R28-R29	400	Pehd ondulé	bon
R29	215.41	R29-R30	400	Pehd ondulé	bon
R30	214.51	R30-R31	400	Pehd ondulé	mauvais
R31	214.02	R31-R32	400	BA	mauvais
R32	213.35	R32-R33	non identifier	non identifier	non identifier
R33	211.29	R33-R34	400	BA	mauvais
R34	209.97	R34-R35	non identifier	non identifier	non identifier
R35	208.99	R35-R36	non identifier	non identifier	non identifier
R36	207.37	R36-R37	non identifier	non identifier	non identifier
R37	206.03	R37-R38	non identifier	non identifier	non identifier
R38	205.00	R38-R39	400	BA	mauvais
R39	201.84	R39-R40	900	Pehd ondulé	mauvais
R40	199.32	R40-R41	900	Pehd ondulé	mauvais
R41	198.17	R41-R42	900	Pehd ondulé	moyen
R42	196.46	R42-R43	900	Pehd ondulé	mauvais
R43	195.14	R43-R44	900	Pehd ondulé	mauvais
R44	192.92	R44-Rjt9	900	Pehd ondulé	moyen
Rjt 9	190.97	R44-Rjt9	900	Pehd ondulé	moyen

Collecteur B					
Num des regards	Cotes tompon (m)	Trançon	Diamètre	Type de conduite	Etat
R93	275 .22	R93-R94	400	BA	Bon
R94	272.24	R94-R95	400	BA	Bon
R95	269.43	R95-R96	400	BA	Bon

R96	265.84	R96-R97	400	BA	Bon
R97	263.97	R97-R98	400	BA	Bon
R98	262.56	R98-R99	400	BA	Moyen
R99	260.42	R99-R100	400	BA	Moyen
R100	258.62	R100-R101	400	BA	Bon
R101	258.66	R101-R102	600	BA	Bon
R102	253.95	R102-R103	Non identifier	Non identifier	Non identifier
R103	250.13	R103-R104	600	BA	Bon
R104	248.73	R104-R105	Non identifier	Non identifier	Non identifier
R105	Non identifier	R105-Rjt7	Non identifier	Non identifier	Non identifier
Rjt7	244.81	R105-Rjt7	600	BA	Bon
R106	270.24	R106-R107	400	Pehd ondulé	Bon
R107	269.37	R107-R108	400	Pehd ondulé	Bon
R108	268.52	R108-R109	400	Pehd ondulé	Bon
R109	267.08	R109-R110	400	Pehd ondulé	Bon
R110	258.36	R110-R99	400	Pehd ondulé	Bon

Collecteur C					
Num des regards	Cotes tompon (m)	Trançon	Diamètre	Type de conduite	Etat
R111	254.05	R111-R112	non identifier	non identifier	non identifier
R112	251.40	R112-R113	non identifier	Non identifier	non identifier
R113	248.65	R113-R114	400	BA	mauvais
R114	247.45	R114-R115	400	BA	mauvais
R115	242.40	R115-R116	400	BA	mauvais
R116	240.31	R116-R117	400	BA	moyen

R117	238.93	R117-R118	400	BA	moyen
R118	239.10	R118-R119	400	BA	mauvais
R119	236.16	R119-R120	non identifier	non identifier	non identifier
R120	non identifier	R120-R121	non identifier	non identifier	non identifier
R121	non identifier	R121-R122	non identifier	non identifier	non identifier
R122	230.35	R122-R123	400	BA	mauvais
R123	226.44	R123-R124	Non identifier	non identifier	non identifier
R124	226.44	R124-R125	400	Pehd ondulé	bon
R125	226.90	R125-R126	Non identifier	non identifier	Non identifier
R126	226.31	R126-R127	600	Pehd ondulé	bon
R127	225.69	R127-R128	Non identifier	non identifier	non identifier
R128	224.31	R128-R129	600	Pehd ondulé	bon
R129	223.98	R129-R130	non identifier	non identifier	non identifier
R130	221.12	R130-R131	600	Pehd ondulé	bon
R131	220.42	R131-R132	600	Pehd ondulé	bon
R132	219.32	R132-R133	600	Pehd ondulé	bon
R133	212.08	R133-R134	600	Pehd ondulé	moyen
R134	211.11	R134-R135	600	Pehd ondulé	moyen
R135	210.90	R135-R136	600	Pehd ondulé	moyen
R136	208.87	R136-R137	600	Pehd ondulé	moyen
R137	206.08	R137-Rjt6	600	Pehd ondulé	bon
Rjt6	204.24	R137-Rjt6	600	Pehd ondulé	bon

Collecteur D					
Num des regards	Cotes tompon (m)	Trançon	Diamètre	Type de conduite	Etat
R214	229.53	R214-R215	315	Pvc	Moyen
R215	227.79	R215-R216	315	Pvc	mauvais
R216	223.92	R216-R217	315	Pvc	mauvais
R217	222.03	R217-R218	400	Pehd ondulé	mauvais
R218	219.35	R218-R219	400	Pehd ondulé	mauvais
R219	216.65	R219-R220	400	Pehd ondulé	mauvais
R220	214.30	R220-R221	400	Pehd ondulé	mauvais
R221	212.42	R221-R222	400	Pehd ondulé	mauvais
R222	211.12	R222-R223	400	Pehd ondulé	moyen
R223	210.32	R223-R224	400	Pehd ondulé	bon
R224	208.75	R224-R225	400	Pehd ondulé	bon
R225	207.352	R225-R226	400	Pehd ondulé	bon
R226	205.89	R226-R227	400	BA	mauvais
R227	204.39	R227-R228	400	BA	mauvais
R228	non identifier	R228-R229	non identifier	non identifier	non identifier
R229	non identifier	R229-R230	non identifier	non identifier	non identifier
R230	201.36	R230-R231	400	BA	Bon
R231	201.58	R231-R232	400	BA	Bon
Rjt 5	200.00	R232-R233	400	BA	non apparent

Tableau V.2 : Statistique du réseau à maintenir et à renouveler.

Type de réseau	Longueur (m)
Réseau à maintenir	3 875.00
Réseau à renouveler	3 386.00
Total	7 261.00

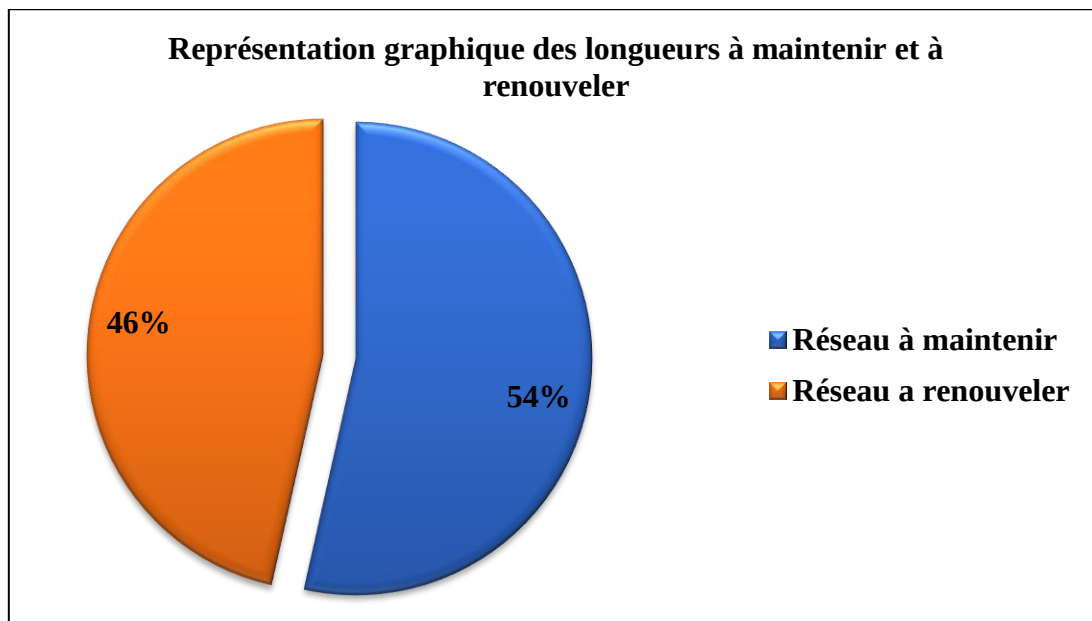


Figure V.5 : Graphe circulaire représente les diametres des collecteurs.

❖ **Etat des déversoirs d'orages :**

Pour ce réseau d'assainissement en remarque absence totale des déversoirs d'orage.

Remarque : Pour apprécier les résultats finals du diagnostic physique et hydraulique, il y a lieu de consulter les **Annexe N°4**.

V.4.2 Élaboration d'un diagnostic hydraulique

L'objectif de cette mission est d'estimer les débits des eaux usées et pluviales actuels pour élaborer une simulation hydraulique sur le réseau existant et vérifier les capacités de fonctionnement des collecteurs existants. Pour accomplir cette mission on doit exécuter un levé topographique afin de déterminer les côtes fil d'eau pour le calcul des pentes des collecteurs existants.

Le chapitre consacré aux calculs hydrauliques permet de dimensionner les conduites à réhabiliter ou à remplacer, tout en tenant compte des variations de diamètre résultant du dimensionnement.

A/ Constats

- L'absence de déversoirs d'orage pour l'évacuation des eaux pluviales.
- Regards condamnés, obstrués ou détériorés.
- Dégradation de plusieurs dalles et tampons de regards.

- Manque d'aération des regards, entraînant la fermentation et la production de gaz toxiques.
- Envasement des dépôts importants dans les regards de visite.
- Risque liés à la proximité des systèmes racinaires des arbres.
- Des modifications, remplacements de la quelque branche du réseau.
- La présence de dépôts dans les regards, due à un manque de curage.
- Le réseau ne respecte pas les normes imposées sur la pente (entre 0,2% et 5%).
- Branchements individuels non-conformes.

B/ Recommandations

- ✓ Renouvellement des collecteurs dégradés et redimensionnement des tançons susmentionnés ou surdimensionnés.
- ✓ Projection d'un réseau d'assainissement dans les zones non desservie.
- ✓ Réhabilitation des regards en mauvais état.
- ✓ Installation de déversoirs d'orages.
- ✓ Rehaussement des regards empiété sous la chaussée.
- ✓ Nettoyage et curage des avaloirs et collecteurs.

V.5 Conclusion

L'analyse réalisée dans ce chapitre a permis de dresser un état des lieux précis du réseau d'assainissement à travers un diagnostic approfondi. Il ressort de cette étude qu'une partie du réseau exige une réhabilitation complète, tandis que la zone d'extension demeure totalement dépourvue d'infrastructures d'assainissement. Face aux dysfonctionnements engendrés par les rejets, il est impératif de planifier la mise en place d'un réseau d'assainissement dans les secteurs non desservis.

Chapitre VI
Calcul hydraulique du réseau
d'assainissement

VI.1 Introduction

Le calcul hydraulique d'un réseau d'assainissement est crucial pour assurer l'évacuation efficace des eaux usées tout en respectant les normes. Il implique de dimensionner les collecteurs pour un écoulement rapide, maintenir des conditions hygiéniques, respecter les pentes et débits standards, et garantir la résistance des conduites face aux charges extérieures. Le tracé des collecteurs doit être optimisé pour réduire les coûts et les impacts environnementaux, tout en facilitant l'entretien et la maintenance du réseau.

VI.2 Principe de conception d'un système d'assainissement

La conception d'un réseau d'assainissement nécessite une définition précise de ses principaux éléments.

- Les collecteurs :

Ils assurent l'évacuation des débits d'eaux usées et pluviales le point de rejet. Leur conception prend en compte :

- ✓ Le positionnement.
- ✓ La profondeur.
- ✓ Le diamètre.
- ✓ La pente.

- Les regards :

Ils permettent le raccordement des canalisations, le changement de direction et l'accès pour l'entretien du réseau. Leurs principales caractéristiques sont :

- ✓ L'emplacement (aux points de chute, de changement de pente ou de direction, et de jonction).
- ✓ La profondeur.
- ✓ La cote (terrain naturel, radier).

Un système d'assainissement fonctionne généralement en écoulement gravitaire, sauf dans des cas particuliers comme les contre-pentes, où il nécessite un relevage.

VI.3 Dimensionnement du réseau d'assainissement

Le dimensionnement hydraulique d'un réseau d'assainissement s'effectue en deux étapes principales :

- L'estimation des débits à évacuer pour assurer la capacité nécessaire et l'auto-curage.
- La détermination des sections des conduites en fonction des pentes adéquates pour garantir un écoulement performant.

VI.3.1 Conditions d'écoulement et de dimensionnement

Le réseau d'assainissement retenu pour ce projet fonctionne par écoulement gravitaire et est conçu pour garantir un écoulement uniforme à surface libre. La vitesse doit être suffisante pour assurer l'auto-curage, c'est-à-dire empêcher la décantation des particules solides et du sable, tout en évitant la détérioration des conduites et de leurs revêtements intérieurs.

- **Vitesse minimale pour l'auto-curage :**
 - ✓ 0,6 m/s pour 10 % du débit de pleine section
 - ✓ 0,3 m/s pour 1 % du débit de pleine section
- **Limite maximale de vitesse (prévention de l'érosion) :**
 - ✓ Entre 4 et 5 m/s, selon le matériau constituant les conduites

VI.3.2 Mode de calcul

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

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

VI.3.2.1 Débit

Après avoir évalué le débit total pour chaque sous-bassin (voir chapitre IV), celui-ci est réparti proportionnellement à la longueur du réseau pour chaque conduite. Cette méthode permet de déterminer les valeurs des débits qui s'écoulent entre deux regards consécutifs, séparés par une distance

✓ Pour chaque sous bassin

Le débit unitaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{moy.uni} = Q_t / \sum L \dots\dots\dots (VI.1)$$

Tel que:

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

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

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

✓ Pour chaque tronçon

Le débit est donné par la formule suivante :

$$Q_{moy.t} = Q_{moy.uni} \times L \dots\dots\dots (VI.2)$$

Tel que:

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

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

L : Longueur du tronçon en (m).

VI.3.2.2 Pente

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

$$i = \frac{CT_{Amont} - CT_{Aval}}{L} \dots\dots\dots (VI.3)$$

Tel que:

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

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

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

L : Longueur de tronçon en (m).

VI.3.2.3 Diamètre

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

$$Q = V.S \dots\dots\dots (VI.4)$$

Avec :

Q : Débit en (m³ /s).

S : Section mouillée (m²).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

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

$$D = \left(\frac{3,2036 Q_t}{K_s \sqrt{I}} \right)^{\frac{3}{8}} \dots\dots\dots (VI.5)$$

Tel que:

D_{cal} : Diamètre de la conduite en (m).

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

I : Pente de chaque tronçon en (m/m).

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

Pour notre réseau d'assainissement, on prend $K_s = 100 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$ pour les conduites en PVC et $K_s = 75 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$ pour les conduites en béton. Par la suite, on normalise les diamètres à l'aide d'un catalogue des diamètres normalisés.

VI.3.2.4 Vitesse

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

$$V_{ps} = K_s \left(\frac{D_{nor}}{4} \right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots (VI.6)$$

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

$$Q_{ps} = \pi \cdot \left(\frac{D}{4} \right)^2 \cdot V_{ps} \dots\dots\dots (VI.7)$$

La vitesse moyenne d'écoulement (V_{moy}), la vitesse minimale d'écoulement (V_{min}), la hauteur de remplissage moyenne (H) et la hauteur de remplissage minimale (H_{min}) dans la conduite sont calculées à partir des relations suivantes : (Annexe 02)

○ Rapport des débits : $R_q = \frac{Q_t}{Q_{ps}} \dots\dots\dots (VI.8)$

○ Rapport des vitesses : $R_v = \frac{V_{moy}}{V_{ps}} \dots\dots\dots (VI.9)$

○ Rapport des hauteurs : $R_H = \frac{H}{D_{nor}} \dots\dots\dots (VI.10)$

Selon la méthode des régressions polynomiales, les valeurs de R_v et R_h sont calculées.

$$R_v = -25.63 * R_q^6 + 93.647 * R_q^5 - 134.25 * R_q^4 + 95.24 * R_q^3 - 35.151 * R_q^2 + 7.0395 * R_q + 0.2263 \dots\dots\dots (VI.11)$$

$$R_h = -11.423 * R_q^6 + 40.641 * R_q^5 - 55.497 * R_q^4 + 37.115 * R_q^3 - 12.875 * R_q^2 + 2.8373 * R_q + 0.0359 \dots\dots\dots (VI.12)$$

- Les vitesses réelles :

$$V_r = R_v \times V_{ps} \dots\dots\dots (VI.14)$$

- La hauteur de remplissage :

$$H = R_H \times D \dots\dots\dots (VI.15)$$

VI.4 Les principes de tracé des collecteurs

Le tracé des collecteurs doit, de manière générale respecter les règles suivantes :

- Le tracé des collecteurs doit, dans la mesure du possible, suivre l'alignement des voiries existantes.
- Privilégier un parcours rectiligne et éviter les virages.
- Éviter les contre-pentes afin de garantir un écoulement optimal.
- Choisir l'itinéraire le plus court possible pour réduire les coûts et les pertes de charge.

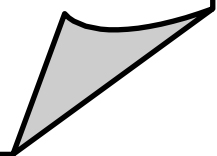
Les résultats obtenus concernant le dimensionnement du réseau d'évacuation sont mentionnés dans les tableaux dans l'annexe VI.

VI.5 Conclusion

Le dimensionnement hydraulique du système unitaire a été effectué en tenant compte de l'ensemble des paramètres influençant l'écoulement. Le choix du PVC et Béton armé comme matériaux principal a été motivé par sa résistance aux vitesses élevées induites par la topographie accidentée du terrain, permettant de limiter l'usure prématurée des conduites. Les pentes des tronçons ont été soigneusement ajustées afin d'assurer l'auto-curage, garantissant un écoulement régulier et prévenant la stagnation des eaux. Ce dimensionnement a ainsi permis d'optimiser la performance hydraulique du réseau tout en assurant sa durabilité.

Chapitre VII

Les éléments constitutifs d'un réseau d'assainissement



VII.1 Introduction

Un réseau d'assainissement a pour mission essentielle de garantir l'évacuation rapide des eaux pluviales afin d'éviter toute stagnation, ainsi que le transport des eaux usées dans des conditions sanitaires satisfaisantes. Pour remplir ces fonctions, il repose sur deux ensembles complémentaires : les ouvrages principaux, qui assurent l'acheminement des effluents jusqu'à la station d'épuration ou leur rejet hors de l'agglomération, et les ouvrages annexes, tels que les bouches d'égout, les regards ou les déversoirs d'orage, destinés à faciliter l'exploitation et le bon fonctionnement du réseau.

VII.2 Les ouvrages principaux

VII.2.1 Les canalisations

▪ Type de canalisations

- a) Conduites en béton non armé :** Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton. La longueur utile ne doit pas dépasser 2,50m. Ces types de tuyaux ont une rupture brutale, mais à moins que la hauteur de recouvrement ne soit insuffisante. Elle survient aux premiers âges de la canalisation. Il est déconseillé d'utiliser les tuyaux non armés pour des canalisations visitables.
- b) Conduites en béton armé :** Les tuyaux en béton armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (centrifugation, compression radiale, vibration, ... etc.). Les tuyaux comportent deux séries d'armateurs, la première formée des barres droites appelées génératrices, la deuxième est formée des spires en hélice continues d'un pas régulier maximale de 1.5m, La longueur utile ne doit pas être supérieure à 2m.
- c) Conduites en grés :** Les grés servant à la fabrication des tuyaux sont obtenus à parties égales d'argile et de sable argileux cuits entre 1200°C et 1300°C. Le matériau résultant est très imperméable et résiste aux agents chimiques, sauf l'acide fluorhydrique.
L'utilisation de ce genre est recommandée dans les zones industrielles. La longueur minimale est de 1m.
- d) Conduites en chlorure de polyvinyle (pvc) non plastifié :** Les tuyaux sont sensibles aux variations de température en dessous de 0°C. Ils montrent aussi une certaine vulnérabilité aux chocs. L'effet de la dilatation thermique est particulièrement important et doit être pris en considération lors de la pose.

▪ Choix du type de canalisation

Pour sélectionner le type de conduit approprié, il est nécessaire de prendre en considération plusieurs critères :

- La pente du terrain.
- Le diamètre des tuyaux utilisés.
- La nature du sol traversé.
- La composition chimique des eaux usées transportées.
- Les contraintes externes exercées sur le remblai.

 **Remarque** : Pour notre projet, les conduites utilisées seront en pvc et béton armé de profil circulaire

VII.2.2 Les joints

Afin d'assembler les conduites en béton armé ou non armé, on a cinq types de joints :

a) Joint type Rocla : Ce type de joint garantit une étanchéité optimale, aussi bien contre les fuites internes que face aux infiltrations extérieures. Il peut être utilisé pour tous les diamètres de conduites.

b) Joint à demi emboîtement : Ce joint présente des limites d'utilisation dans les terrains à forte pente et ne supporte pas des pressions supérieures à 1 bar. Sa longueur utile est d'environ un mètre.

c) Joint à collet : Assemblé par emboîtement et collage au ciment, il s'agit d'un joint rigide réservé aux sols stables. En revanche, il est déconseillé dans les terrains argileux en raison de leur instabilité.

d) Joint plastique : Grâce à la combinaison du bitume en cordon et d'une bague ou d'un manchon en plastique, ce joint assure une excellente étanchéité, y compris sous pression. Il est compatible avec la majorité des sols, à condition que sa mise en œuvre soit réalisée correctement.

e) Joint torique : Idéal pour les terrains à faible pente, il assure une bonne étanchéité à condition que la pression reste modérée. Il est utilisé pour des diamètres compris entre 700 et 900 mm.

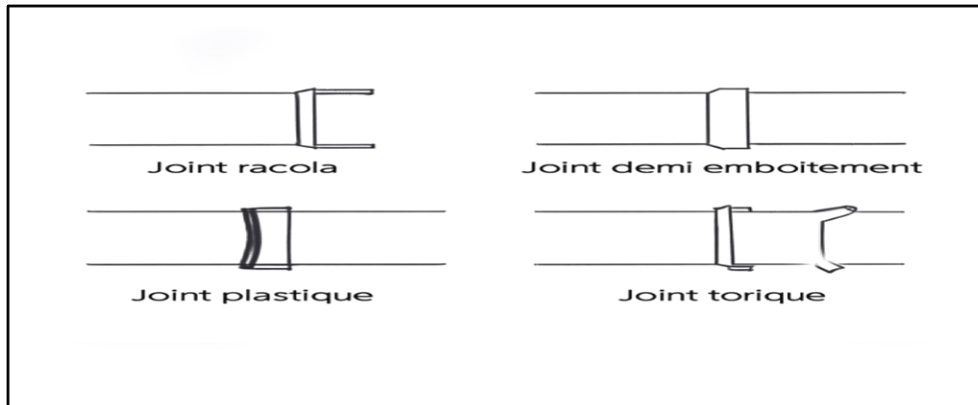


Figure VII.1: Les joints des conduites en béton armé

VII.2.3 Les ouvrages annexes

Les ouvrages annexes jouent un rôle essentiel dans les réseaux d'assainissement. Ils permettent de collecter les effluents, d'adapter le réseau aux contraintes techniques et de rationaliser les coûts d'exploitation et d'entretien.

a) Les branchements: Les branchements sont constitués de conduites de diamètre inférieur à celui de la canalisation publique (généralement autour de 70 % de ce diamètre). Ils assurent la liaison entre les réseaux verticaux d'eaux usées et pluviales des immeubles et le collecteur principal. Leur fonction essentielle est de collecter et d'évacuer les effluents issus des bâtiments. Un branchement comprend généralement trois éléments :

- Le regard de façade, implanté en limite de propriété, au plus près de la façade du bâtiment raccordé. Il permet aux agents d'exploitation et de contrôle d'accéder facilement au réseau.
- Les canalisations de branchement, raccordées de préférence en biais sous un angle de 45° ou 60° par rapport à l'axe du collecteur public, afin d'optimiser l'écoulement et de réduire les perturbations hydrauliques.
- Les dispositifs de raccordement, dont les caractéristiques varient selon le type et les dimensions de la canalisation publique.

b) Les fossés : Utilisés principalement en milieu rural, ils ont pour fonction de recueillir les eaux de ruissellement provenant des chaussées. Leur efficacité dépend d'un entretien périodique et rigoureux

c) Les caniveaux : Installés le long des trottoirs ou en bordure de chaussées, ils permettent de capter les eaux pluviales issues du ruissellement ou des descentes de gouttières via les gargouilles. Ces eaux sont ensuite dirigées vers les avaloirs et bouches d'égout.

d) Les bouches d'égout : Les bouches d'égout assurent la collecte des eaux pluviales et des eaux de lavage des chaussées. Elles sont généralement implantées aux points bas des caniveaux, le plus souvent à l'intersection des rues, afin de faciliter l'évacuation gravitaire des eaux de ruissellement.

e) Les regards : Les regards constituent des ouvrages d'accès essentiels pour la surveillance, l'entretien et le curage des réseaux d'assainissement. Ils remplissent des fonctions variées telles que la ventilation, le nettoyage, le raccordement de conduites de diamètres différents et la régulation des pentes. On distingue principalement :

- **Regard simple :** Permet de raccorder des collecteurs de même diamètre ou de diamètres différents.
- **Regard latéral :** Utilisé lorsque le réseau est encombré ou pour des collecteurs de grande dimension.
- **Regard double :** Destiné aux réseaux séparatifs, distinguant eaux usées et eaux pluviales.
- **Regard de chute :** Implanté sur des tronçons à forte pente pour limiter la vitesse d'écoulement.

L'espacement entre deux regards est généralement de 35 à 50 m en terrain accidenté et de 50 à 80 m en terrain plat. Leur implantation est indispensable aux changements de direction, aux jonctions, aux points de chute et lors des variations de diamètre.

 **Remarque :** Dans notre projet, des regards de chute ont été implantés tout au long du collecteur principal A, ainsi que sur certains tronçons du collecteur principal B, afin de compenser les fortes pentes et d'assurer un bon fonctionnement hydraulique du réseau.

VII.3 Ouvrages spéciaux

VII.3.1 Les Déversoirs d'orage

En hydraulique urbaine, un déversoir est un dispositif dont la fonction réelle est d'évacuer par les voies les plus directes, les pointes exceptionnelles des débits d'orage vers le milieu récepteur. Par conséquent, un déversoir est un ouvrage destiné à décharger le réseau d'une certaine quantité d'eaux pluviales de manière à réagir sur l'économie d'un projet en réduction du réseau aval et d'éviter les débordements. Les déversoirs sont appelés à jouer un rôle essentiel notamment dans la conception des réseaux en système unitaire (GOMELLA, C., GUERREE, H, 1986).

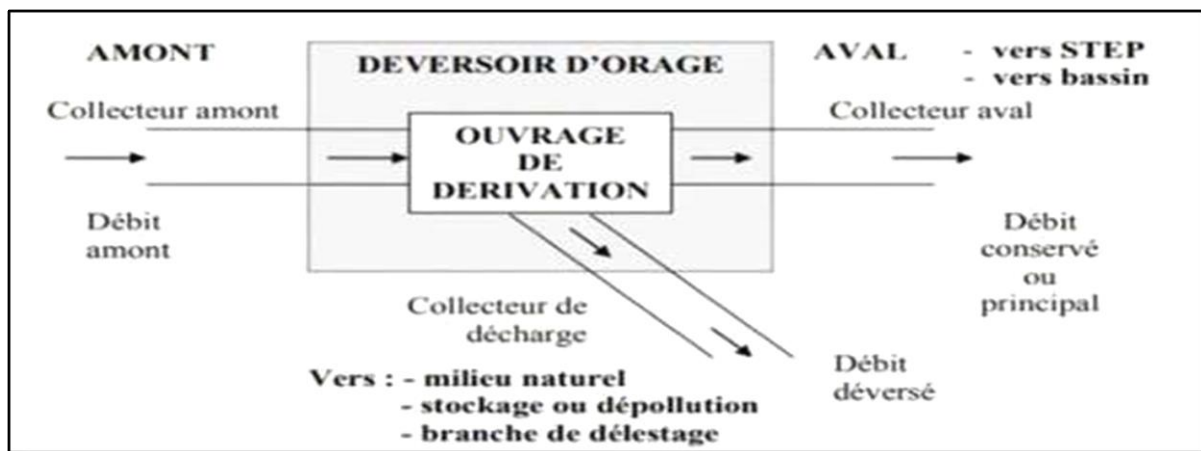


Figure VII.2: Schéma de fonctionnement d'un DVO.

VII.3.1.1 Emplacement des déversoirs d'orage

Avant de définir l'emplacement des déversoirs d'orage, plusieurs paramètres doivent être pris en considération :

- Le milieu récepteur : il convient d'évaluer sa capacité d'accueil afin de préserver son équilibre après le rejet des effluents. Cela nécessite de déterminer le degré de dilution possible en fonction du pouvoir auto-épurateur du milieu.
- Le débit de rejet : il doit rester compatible avec la capacité de dilution et avec l'économie générale du projet. L'analyse vise à établir un facteur de probabilité de déversement permettant de limiter la fréquence des rejets directs dans le milieu récepteur.
- La capacité de la station d'épuration : il est nécessaire de vérifier les volumes et les surfaces des ouvrages existants pour éviter toute surcharge ou dysfonctionnement.

- Les conditions hydrauliques en amont, incluant la pente, le débit, le type d'écoulement, le diamètre des conduites, la présence éventuelle de grilles et la vitesse d'écoulement.
- Les conditions hydrauliques en aval, telles que la pente, le débit, le type d'écoulement et le diamètre des conduites.

VII.3.1.2 Types des déversoirs

On distingue plusieurs types de déversoir :

- Déversoir à seuil latéral et conduite aval étranglée : provoque un ressaut hydraulique en amont et sert à dissiper l'énergie de l'écoulement.
- Déversoir à seuil latéral et conduite aval libre : assure un écoulement stable et régulier, réduisant les risques de surcharge.
- Déversoir d'orage à ouverture du fond : permet d'évacuer rapidement les excédents d'eaux pluviales en période de crue grâce à une ouverture aménagée dans le radier.

VII.3.1.3 Choix du déversoir d'orage

Dans notre projet, on a opté pour deux déversoirs d'orage de type frontal, le premier est à la sortie du premier collecteur principale, et le deuxième est à la sortie du quatrième collecteur principale.

VII.3.1 Dimensionnement du déversoir d'orage

- Pour le calcul on doit adopter :
- Le débit total de dimensionnement qui est égal à la somme de débit pluvial (Q_P) et des débits en temps sec (Q_{US}) :

$$Q_T = Q_P + Q_{US} \dots \dots \dots (VII.1)$$

- Pour le déversoir conduisant à la STEP prévu un débit de pointe dilué :

$$Q_{ST} = D \cdot Q_{US} \dots \dots \dots (VII.2)$$

Tel que :

D: la dilution (varie entre 1 et 3)

- **Le débit rejeté :**

$$Q_R = Q_T - Q_{ST} \dots \dots \dots (VII.3)$$

- On détermine la valeur de la lame déversée (H_r)

- On détermine la longueur du seuil, déversant (L).

✓ Calcul du coefficient de retardement

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

$$Z = 1 - (t_c * 0,01) \dots\dots\dots(\text{VII.4})$$

t_c : temps de concentration (voir chapitre IV).

✓ Calcul du débit total corrigé

$$Q_{t\text{corrigé}} = Z * Q_t \dots\dots\dots(\text{VII.5})$$

✓ Calcul de la hauteur de la lame déversante :

- $RQ_t = Q_t / Q_{ps}$ on trouve $R_h = h_t / D$ implique $h_t = R_h * D$
- $RQ_U = Q_U / Q_{ps}$ on trouve $R_h = h_{\text{step}} / D$ implique $h_{\text{step}} = R_h * D$

✓ Déduction de la largeur du seuil

On applique la formule de BAZIN :

$$Q_{\text{dév}} = \mu * L * (H_{\text{dév}})^{3/2} \sqrt{2g} \dots\dots\dots(\text{VII.6})$$

Tel que :

μ : coefficient de contraction de la lame déversante qui tient compte de l'écoulement ($\mu=0,4$) ;

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

g : accélération la pesanteur: $g=9,81\text{m/s}^2$;

$H_{\text{dév}}$: La hauteur de charge au-dessus du seuil du déversoir ;

$$L = \frac{Q}{\mu \sqrt{2g} h_{\text{dév}}^{1,5}} \dots\dots\dots(\text{VII.7})$$

Les résultats de calcul de dimensionnement des déversoirs est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VII.1: Dimensionnement du DO.

Données	DO1	DO2
Type de DO	frontal	frontal
Diamètre d'entrée	800	630
Q_t	2,06	1,079
D	3	3
Q_{STEP}	0,111	0,056

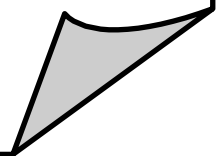
t1	8,05	3,27
t2	10	5
Z	0,82	0,92
Q critique	1,69	0,993
R_Q	0,85	0,67
R_{h tot}	0,71	0,59
h_{tot}	541	355
R_{Q STEP}	0,72	0,24
R_{Hstep}	0,62	0,33
h_{STEP}	187	100
h_{div}	354	255
L	4,5	0,98

VII.4 Conclusion

L'efficacité de l'exploitation d'un réseau d'assainissement dépend en grande partie du choix pertinent des conduites, tant par leur géométrie que par les matériaux utilisés pour leur réalisation. Dans le cadre de cette étude, après comparaison des différentes alternatives, l'option retenue a été l'utilisation de conduites circulaires en béton armé et en PVC, jugées les plus adaptées aux exigences du projet. Par ailleurs, des regards de visite et des regards de chute ont été prévus afin de faciliter l'entretien du réseau et de permettre une meilleure gestion des fortes pentes. Enfin, pour renforcer la sécurité hydraulique et améliorer des conditions d'exploitation, les déversoirs d'orage projetés ont été conçu et dimensionnés en conséquence.

Chapitre VIII

Organisation du chantier



VIII.1 Introduction

La valeur économique des ouvrages hydrauliques dépend en grande partie d'une organisation rigoureuse. Celle-ci repose sur la définition, la coordination et la mobilisation des ressources nécessaires à la réalisation des travaux dans des conditions optimales et dans les délais les plus courts.

VIII.2 Emplacement des canalisations

Dans les rues dont la largeur est inférieure à 15 mètres, les conduites sont généralement installées dans l'axe de la chaussée. Pour les voies plus larges, il est recommandé de poser un égout sous chaque trottoir afin d'assurer une meilleure répartition et accessibilité.

VIII.2.1 Exécution des travaux

Les étapes principales pour la mise en place des canalisations comprennent :

- Contrôle et manutention des conduites.
- Décapage de la couche de goudron ou de végétation existante.
- Implantation des jalons et piquets.
- Réalisation des tranchées et des excavations pour les regards.
- Préparation du lit de pose.
- Installation des conduites dans les tranchées.
- Assemblage des tuyaux.
- Tests d'étanchéité des conduites et des joints.
- Construction des regards.
- Remblaiement des tranchées.

VIII.2.2 Manutention et stockage des conduites**- Chargement et transport**

Le chargement des conduites sur les véhicules doit être effectué avec précaution afin d'éviter toute déformation ou détérioration des tubes et accessoires. Il est impératif de :

- ✓ Éviter les manipulations brusques, les flèches excessives et les balancements.
- ✓ Prévenir tout contact entre les tubes/raccords et des éléments métalliques saillants.
- ✓ Veiller à ce que les emboîtures dépassent légèrement la pile pour éviter les contraintes.

- Stockage :

- ✓ L'aire de stockage des tubes et raccords doit être plane et bien nivelée.
- ✓ L'empilement doit alterner les emboîtures, en les laissant dépasser de la pile.
- ✓ La hauteur de gerbage ne doit pas excéder 1,50 mètre.

- ✓ Les accessoires doivent rester emballés jusqu'à leur utilisation.
- ✓ Il faut éviter tout contact avec des produits chimiques tels que l'huile ou les solvants.
- ✓ Le stockage doit garantir une protection mécanique et thermique des tubes
- Pour le stockage temporaire le long du tracé :
 - ✓ Disposer les tuyaux à une distance sécurisée du bord de la tranchée.
 - ✓ Les orienter de préférence perpendiculairement à l'axe de la tranchée.
 - ✓ S'assurer que le sol est stable et exempt d'obstacles (pierres, débris...).
 - ✓ Éviter de superposer plusieurs rangées de tuyaux.

- **Décapage**

Lorsque la tranchée traverse une voie publique, le décapage doit être réalisé avec soin pour ne pas endommager les zones adjacentes. Cette opération est généralement effectuée à l'aide d'un bulldozer, sur une épaisseur de 10 cm.

- **Implantation des regards et des axes des tranchées**

Conformément au plan de masse, des jalons ou piquets sont placés le long de l'axe des tranchées, à chaque emplacement prévu pour un regard, un branchement ou une jonction. Cette opération nécessite l'utilisation d'instruments topographiques tels que niveaux, théodolites et mires.

VIII.2.3 Excavation des tranchées et des fouilles pour les regards

Les tranchées sont creusées mécaniquement en respectant les pentes des conduites, même pour des profondeurs importantes (3 à 4 mètres). Il est essentiel que les conduites d'assainissement soient positionnées plus bas que celles d'eau potable afin d'éviter tout risque de contamination en cas de fuite. Pour les regards et autres ouvrages, la tranchée doit être suffisamment large pour laisser un espace libre entre la paroi et la maçonnerie.

- **Choix des engins de terrassement**

L'excavation des tranchées et des fouilles est réalisée à l'aide d'une pelle hydraulique en position rétro, qui permet :

- ✓ De creuser en dessous du niveau d'appui.
- ✓ D'exécuter rapidement des tranchées à talus vertical.
- ✓ D'atteindre des profondeurs importantes.
- ✓ De creuser dans l'axe de la machine.

VIII.2.4 Aménagement du lit de sable

Les conduites doivent être posées sur un lit de sable d'au moins 10 cm d'épaisseur, bien nivelé selon le profil en long. Le sable utilisé doit contenir au minimum 12 % de particules inférieures à 0,1 mm. En cas de sol instable, des travaux spécifiques sont nécessaires : béton de propreté, berceaux ou dalles de répartition.

VIII.2.5 Mise en place des canalisations

La pose des conduites d'assainissement se fait de l'aval vers l'amont. Avant leur mise en place, les conduites sont triées pour éliminer celles endommagées ou fissurées. Il faut s'assurer qu'aucun corps étranger ne se trouve à l'intérieur et vérifier l'état du revêtement intérieur et extérieur. Chaque conduite doit être posée avec une légère pente pour faciliter l'évacuation de l'air. La descente des tuyaux dans la tranchée se fait à l'aide d'une grue ou d'un pose-tube, lentement et dans un ordre précis. L'alignement des tuyaux doit être contrôlé régulièrement.

VIII.2.6 Assemblage des conduites

Les joints des conduites circulaires à emboîtement sont réalisés à l'aide d'une bague renforcée par une armature, coulée sur place à l'intérieur d'un moule.

VIII.2.7 Remblaiement et compactage des tranchées

Une fois les conduites installées, les tranchées sont remblayées afin de restituer le profil initial du terrain. Ce remblaiement s'effectue par couches successives de 20 cm, chacune étant soigneusement compactée à l'aide d'équipements adaptés tels que le chargeur et le rouleau lisse.

- **Les chargeurs** : Le chargeur sur pneus est un engin articulé doté d'un godet frontal de grande capacité. Ce godet peut se déplacer verticalement et pivoter autour de son axe. Grâce à ses roues robustes et son moteur puissant, le chargeur est capable d'évoluer sur des terrains fermes tout en assurant une poussée efficace vers l'avant.
- **Le rouleau lisse** : Ce type de rouleau est composé de billes métalliques, souvent en tôle de 5 mm, pouvant être remplies d'eau pour augmenter leur masse. Pour éviter un nivellement excessif du sol, on utilise des rouleaux à surface ondulée. Les modèles culti-tasseurs, ou cultipackers, sont constitués de deux rouleaux munis de disques en fonte de 30 à 40 cm de diamètre. Les disques du rouleau avant sont plus larges et décalés par rapport à ceux de l'arrière, permettant un compactage uniforme. En cas de difficulté à fragmenter les mottes, on peut combiner des disques lisses à l'avant et crénelés à l'arrière.
 - Le rouleau comprend :
 - Un châssis robuste

- Des cylindres larges avec revêtement en acier au manganèse
- Des dispositifs de commande et de manœuvre

VIII.3 Construction des regards

Les regards sont réalisés selon les spécifications des plans d'exécution et peuvent être en béton armé, briques, plastique ou éléments préfabriqués. Leur construction respecte les normes du bordereau de soumission et les directives du maître d'ouvrage.

Tous les regards et ouvrages visitables (comme les déversoirs d'orage) sont équipés d'échelons, crochets ou échelles selon les prescriptions techniques. Durant les travaux, la fouille doit rester sèche jusqu'à la prise complète du béton.

- Les étapes de réalisation d'un regard sont :
 - Nivellement du fond
 - Mise en place du béton de propreté
 - Ferrailage du radier
 - Coulage du radier
 - Ferrailage des parois
 - Coffrage des parois
 - Coulage des parois
 - Décoffrage des parois
 - Ferrailage de la dalle
 - Coffrage de la dalle
 - Coulage de la dalle
 - Décoffrage final

VIII.4 Devis quantitatif estimatif

Ce devis permet d'évaluer le coût global du projet dès la phase de conception, en se basant sur le métrage linéaire des conduites posées. Les postes pris en compte incluent :

- Fourniture et pose des conduites.
- Réalisation des regards (chute, visite, jonction).
- Remblaiement des tranchées.
- Évacuation des terres excédentaires.
- Décapage massif et spécifique des tranchées.
- Mise en place du lit de sable.

- **Calcul des volumes :**

• **Volume de la couche de terre végétale :**

$$V_{cv} = H_v \times L \times B \dots \dots \dots (VIII.1)$$

Tel que :

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

H_v : Profondeur la couche de terre végétale (on prend $H_v = 0,1$ m).

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

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

• **Volume des déblais des tranchées :**

$$V_{deb} = B \times L \times H \dots \dots \dots (VIII.2)$$

Tel que :

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

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

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

H : Profondeur de la tranchée en (m).

• **Volume du lit du sable :**

$$V_{ls} = e \times L \times B \dots \dots \dots (VIII.3)$$

Tel que :

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).

• **Volume occupé par les conduites :**

$$V_{cond} = L \times \pi \times D^2 / 4 \dots \dots \dots (VIII.4)$$

Tel que :

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

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

D : Diamètre de la conduite en (m).

• **Volume du remblai :**

$$V_r = v_{deb} - [V_{cond} + V_{cv} + V_{ls}] \dots \dots \dots (VIII.5)$$

Avec :

V_r : Volume du remblai en (m³).

- **Volume excédentaire :**

$$V_{excé} = V_f - V_{remb} \dots \dots \dots (VIII.6)$$

Tel que :

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

V_f : Volume du sol foisonné en (m³).

Tel que :

$$V_f = V_{déb} \cdot K_f \dots \dots \dots (VIII.7)$$

K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol.

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

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

(Source : Mètre de terrassement-cours génie civil)

Tableau VIII.2 : Résultats des calculs des volumes.

Le volume	$V_{déb}$ (m ³)	V_d (m ³)	V_{ls} (m ³)	V_{cond} (m ³)	V_{rem} (m ³)	V_{exc} (m ³)
La valeur	1598,77	11010,644	799,39	1383,9	7228,58	6314,51

Tableau VIII.3 : Estimation des coûts du projet.

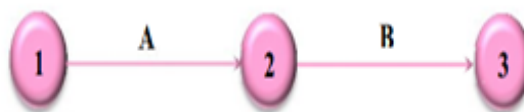
	Unité	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant (DA)
Désignation des travaux				
Travaux de terrassement				
Décapage de la tranchée	m ³	1598,77	230	367717,1
Déblai	m ³	11010,644	400	4404257,6
Pose du lit de sable	m ³	799,39	1600	1279024
Remblai de la tranchée	m ³	7228,58	400	2891432
Evacuation des déblaies excédentaire	m ³	6314,51	190	1199756,9
Canalisation				
Fourniture, transport et pose de canalisation				
Canalisation en PVC				
D=315mm	ml	3500,396	9500	33253762
D=400mm	ml	1443,311	15000	21649665
D=500mm	ml	528,39	24800	13104072
D=630mm	ml	1082,1927	40000	43287708
Canalisation en béton armé				
D=800mm	ml	953,164	10000	9531640

Construction				
Construction des regards en béton armé	Unité	244	35000	35244
Exécution des déversoirs d'orage	Unité	2	160000	320000
THT				121182091
TVA 19%				23024597,29
TTC				144206688,3

VIII.5 Planification des travaux

La planification vise à structurer le déroulement du projet en définissant les objectifs, les ressources, les délais, les risques et les moyens de communication. Elle garantit une exécution ordonnée, dans le respect du budget et des délais.

- **Techniques de planification** : Deux grandes approches sont généralement adoptées pour structurer la planification :
 - Les méthodes fondées sur des réseaux logiques.
 - Les méthodes graphiques traditionnelles.
- **Méthode fondée sur le réseau** : Le réseau est une représentation schématique du déroulement d'un projet, illustrant les relations entre les différentes tâches. Ces relations peuvent être successives, parallèles ou convergentes, et permettent d'évaluer la durée globale du projet. On distingue deux types de réseaux :
 - **Réseau à flèches** : Chaque tâche est représentée par une flèche, les nœuds indiquent les points de liaison entre les opérations.



- **Réseau à nœuds** : Chaque tâche est symbolisée par un nœud, les flèches traduisent les liens de dépendance entre les tâches.

Par exemple, une tâche B ne peut démarrer que lorsque la tâche A est entièrement achevée.



■ Construction d'un réseau de planification :

La mise en place d'un réseau de tâches suit une démarche structurée en six étapes :

1. Établir une liste complète des opérations à réaliser.
2. Identifier les dépendances entre les tâches (précédence logique).
3. Créer des sous-graphes représentant les groupes de tâches liées.
4. Fusionner ces sous-graphes en un schéma global.
5. Déterminer les points de départ et de fin du projet.
6. Assembler le réseau final intégrant toutes les relations.

■ Méthode du Chemin Critique (C.P.M) :

La méthode C.P.M vise à réduire au maximum la durée du projet en analysant les tâches critiques, c'est-à-dire celles dont le retard impacterait directement l'ensemble du calendrier.

Elle se décompose en trois phases :

- ✓ **Phase 1** : Identification des ressources humaines nécessaires à chaque tâche.
- ✓ **Phase 2** : Analyse temporelle du réseau selon une unité de temps définie (jour, semaine...).
- ✓ **Phase 3** : Réajustement du réseau en fonction des contraintes spécifiques du chantier ou de l'entreprise.

■ Étapes de la planification : La planification opérationnelle repose sur les étapes suivantes :

- ✓ **Collecte des données** : Regrouper les informations techniques et comparatives pour établir un plan réaliste ;
- ✓ **Décomposition du projet** : Segmenter le projet en tâches distinctes, attribuer les responsabilités, identifier les besoins matériels et définir les méthodes d'exécution ;
- ✓ **Analyse des relations entre les tâches** :
 - Relations logiques : basées sur une dépendance stricte.
 - Relations préférentielles : fondées sur des choix organisationnels ou des priorités.

■ Paramètres de la méthode C.P.M :

Les éléments clés de cette méthode sont :

- **TR** : Temps de réalisation de la tâche.
- **DCP** : Date de commencement au plus tôt.
- **DCPP** : Date de commencement au plus tard.
- **DFP** : Date de fin au plus tôt.

- **DFPP** : Date de fin au plus tard.
- **MT** : Marge totale disponible sans impact sur le calendrier.

DCP	Tr
DFP	DCPP
DFPP	MT

- Formules associées :

$$\text{DFP} = \text{DCP} + \text{TR} \dots \dots \dots (\text{VIII.8})$$

$$\text{DCPP} = \text{DFPP} - \text{TR} \dots \dots \dots (\text{VIII.9})$$

▪ **Chemin critique (CC) :**

Le chemin critique est la séquence de tâches dont la marge totale est nulle ($MT = 0$). Il détermine la durée minimale nécessaire à l'achèvement du projet. Toute modification ou retard sur ce chemin affecte directement le délai global.

▪ **Estimation des durées d'exécution :**

La durée d'une tâche dépend principalement de deux facteurs :

- La disponibilité des ressources humaines et matérielles.
- La complexité et l'envergure des travaux à réaliser.

Selon les normes de la C.N.A.T, la durée estimée (T) peut être calculée par la formule :

$$T = \frac{Qn}{N} \dots \dots \dots (\text{VIII.10})$$

Tel que :

Q : Quantité de travail à réaliser.

N : Rendement unitaire (productivité).

n : Nombre d'équipes mobilisées.

▪ **Symbole des différentes opérations et leurs durées :**

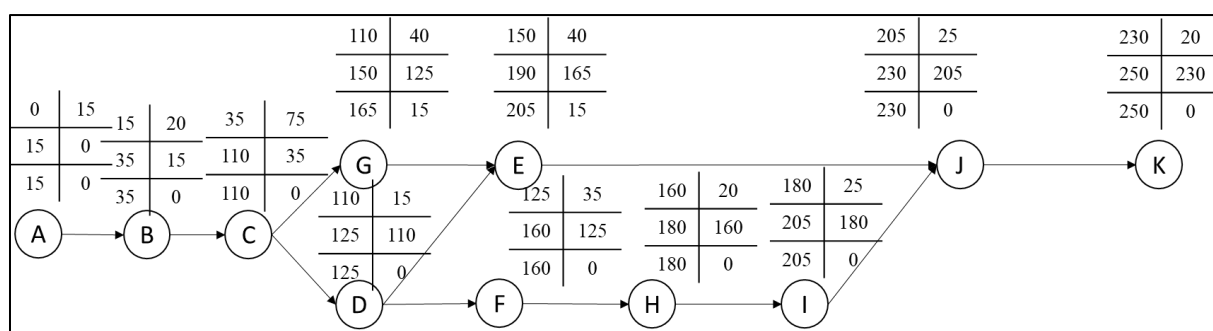
Tableau VIII.4 : Les symboles des différentes opérations.

Opération	Symbole	Durée (jour)
Piquetage	A	15
Décapage	B	20
Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards	C	75
Aménagement du lit de sable	D	15
Construction des regards	E	40
La mise en place des canalisations en tranchées	F	35
Construction des ouvrages annexes	G	40

Assemblage des tuyaux	H	20
Faire des essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.	I	25
Remblai des tranchées	J	25
Travaux de finition	K	20

Tableau VIII.5 : Les successions des opérations.

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



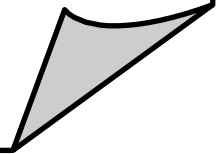
- Le chemin critique : A-B-C-D-F-H-I-J-K.
- La durée de réalisation est : 250 jours.

VIII.6 Conclusion

Une organisation de chantier rigoureusement étudiée constitue un levier essentiel pour optimiser la performance technique et économique d'un projet d'assainissement. La qualité des matériaux utilisés joue un rôle déterminant dans la durabilité et l'efficacité du réseau, renforçant ainsi sa fonctionnalité à long terme. Le choix judicieux des conduites, en tenant compte de leur disponibilité sur le marché national, permet de concilier faisabilité et maîtrise des coûts.

Par ailleurs, l'évaluation précise des volumes liés aux différentes phases du chantier a permis d'établir une estimation globale du coût du projet, qui s'élève à **cent quarente-quatre millions deux cent six mille six cent quatre-vingt-huit dinars**. Cette approche méthodique garantit une meilleure anticipation des ressources, une planification cohérente et une exécution conforme aux objectifs fixés.

Conclusion



Conclusion générale

L'étude réalisée a permis d'établir un diagnostic détaillé du réseau d'assainissement de la localité Rayhane et Sidi Ykhlef mettant en évidence de nombreuses insuffisances liées à son ancienneté et à son manque d'entretien. Les résultats ont montré que certains tronçons, fortement dégradés, doivent être renouvelés, tandis que d'autres peuvent être maintenus moyennant des interventions de réhabilitation ciblées.

Afin d'améliorer le fonctionnement hydraulique et d'intégrer la zone non assainie de Sidi Ykhlef, nous avons prévu la rénovation totale du collecteur existant A, accompagnée d'une extension. Cet aménagement est considéré comme un nouveau collecteur projeté, permettant de raccorder efficacement cette zone au réseau en place. Parallèlement, la mise en place d'ouvrages complémentaires tels que les regards de chute, les regards de visite, ainsi que deux déversoirs d'orage implantés aux points de rejets existants, contribueront à optimiser l'évacuation des eaux usées et pluviales. Ces déversoirs permettront de relever les eaux vers une station de relevage projetée, en vue de leur acheminement ultérieur vers la STEP projetée de Mozaiaa. En outre, le rejet 6 et le rejet 7 seront interconnectés avec les rejets de la zone limitrophe au sein du même oued. Ces effluents seront ensuite acheminés vers une station de relevage, avant d'être transferts vers la STEP projetée.

Cette approche, combinant rénovation, extension et maintien, permet d'assurer la durabilité du réseau tout en maîtrisant les coûts. De plus, le raccordement futur du système à la station d'épuration projetée par la Direction des Ressources en Eau de la wilaya de Blida constitue une étape essentielle pour réduire la pollution de l'oued, protéger la santé publique et préserver l'environnement local.

En conclusion, ce projet constitue une contribution importante à l'amélioration du système d'assainissement de Rayhane et Sidi Ykhlef, en conciliant efficacité technique, rationalité économique et enjeux environnementaux, pour offrir à la population un réseau plus fiable et durable.

Références bibliographiques

- TOUAIBIA, B., 2004 Manuel pratique d'hydrologie. Presse Madani Frères. Blida. Algérie.
- GOMELLA, C., GUERREE, H., 1986 « Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (tome 1), Eyrolles, Paris.
- Gomella C. et Guerree H., 1967. « Les eaux usées dans les agglomérations urbaines ». Eyrolles, Paris.
- SALAH.B, 2014 «Polycopys d'assainissement», école nationale supérieure de l'hydraulique, Blida.
- Salah.B (2019), Guide d'élaboration d'un projet d'assainissement à l'usage des ingénieurs, ENSH. Blida.
- Satin M. et al., 2006. « Guide technique de l'assainissement (3^eédition) ». Le Moniteur, Paris.
- Bourrier R., Satin M., Selmi B., (1991) (Guide technique de l'assainissement, Ed. Le Moniteur, 775 pages,Paris .
- Kerloc'h, Bruno et Maelstaf, Damien. Le dimensionnement des réseaux d'assainissement des agglomérations. Document réalisé par : C.E.T.E. NORD - PICARDIE et DDE 80.
- KAHLERRAS.D. Cours organisation de chantier 4^{ème} année ENSH2022.
- BELAOUAKLI. B. Cours organisation de chantier2022.
- Rapport technique DRE - ETUDE D'ASSAINISSEMENT DES HAOUCHS D'AIN ROMANA-

Les annexes

Annexe N° 01

Precipitations maximales journalières (mm)

Année	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Max
1990	4,2	14,5	16,4	21,9	30,9	22,9	22,1	8,2	11,8	0	0	0	30,9
1991	2	33,2	6,1	2,5	55,7	14,8	25,4	35	27,8	5,2	4,9	0	55,7
1992	0	37,8	19,8	24,8	17,7	31	25,2	10,5	26,6	0	0	0	37,8
1993	17	19,4	12,1	14,4	57,5	16,2	3,3	16,7	0	0	0	0	57,5
1994	41,6	30,6	0	18,5	33,1	0	0	3	0	0	0	3,5	41,6
1995	6,4	26,4	17	12,5	15,1	20	14,6	56	2,7	6,6	0	0	56
1996	33,5	36,2	2,5	13,5	13,4	22,7	10,5	22,5	5	0	0,5	16	36,2
1997	11,2	20	45,5	24	14,7	18	12	22	28	1,6	0	0	45,5
1998	13,5	10,8	29	31	26,5	38,5	6,7	4	2	6	0	4	38,5
1999	8	4,5	21	34	7,5	2,3	14,8	18,7	36,7	1	0	0	36,7
2000	6,8	21	53	19	40,2	9,5	0	113	18,9	0	0	0	113
2001	15,8	21,5	37,6	22,2	24,2	17	13,6	8,7	16	0	4,7	8,3	37,6
2002	11,8	14	36,3	18,6	19,5	45,2	4,8	20,3	12,8	0	0	0	45,2
2003	2,3	11,6	36,3	27,3	14,1	15,7	19,3	23	51	5,3	2,2	0	51
2004	2,5	26,7	31,4	23,2	38,2	27,5	15,2	19,3	1,4	0	0	0	38,2
2005	0,4	23,2	15,1	36,1	20,5	13,1	0	2,5	28,6	0	0	0	36,1
2006	14,1	23,2	6,5	32,8	3,7	10,2	19,9	13,7	22,2	0	0	0	32,8
2007	37,5	21,5	27	17,6	2,2	4,5	8,5	3	12,5	5,3	0	0	37,5
2008	6	13,7	12,5	14,6	9,5	3,4	24,4	19,5	23,2	0	0	0	24,4
2009	14,5	1,5	16,5	16,4	16	15	25	8	5,6	15,2	1,5	0	25
2010	0	11,7	13,8	20,7	14,5	29,6	20	27,2	31,8	8,5	0	0	31,8
2011	3	16,7	30,2	19,8	11,2	33	39,8	32,6	6,3	0	0	14,5	39,8
2012	0	17,5	13,5	0	27,8	21	8,7	44,5	40,5	0	0	0	44,5
2013	11,1	6,5	28	16,5	38,9	13,4	48,7	0	0	13,5	0	0	48,7
2014	0	25,8	25,9	36,2	16,5	50,7	24,7	0	3,5	6,5	0	0	50,7
2015	85,5	14,5	13,5	0	48,2	16,4	68,7	60,3	9,5	0	0	0	85,5
2016	5	10,6	67,7	73,6	47	11,5	21	0	0	0	0	0	73,6
2017	21,3	26,5	26	46	14,5	30,2	30,5	32,5	22	15,5	0	0	46
2018	21,5	10,5	30,5	64	38	7,5	9,9	8,5	0	0	0	0	64
2019	17,4	13,5	18,5	8,7	0,5	0	20,5	40	0	0	0	0	40
2020	0	10,5	8,7	10,8	7,5	6,5	31,8	17,5	0	0	0	0	31,8
2021	0	0	50,6	23,5	8	18,5	10,6	38,5	38	0	0	0	50,6

Annexe N° 02

Test de Khi-deux.

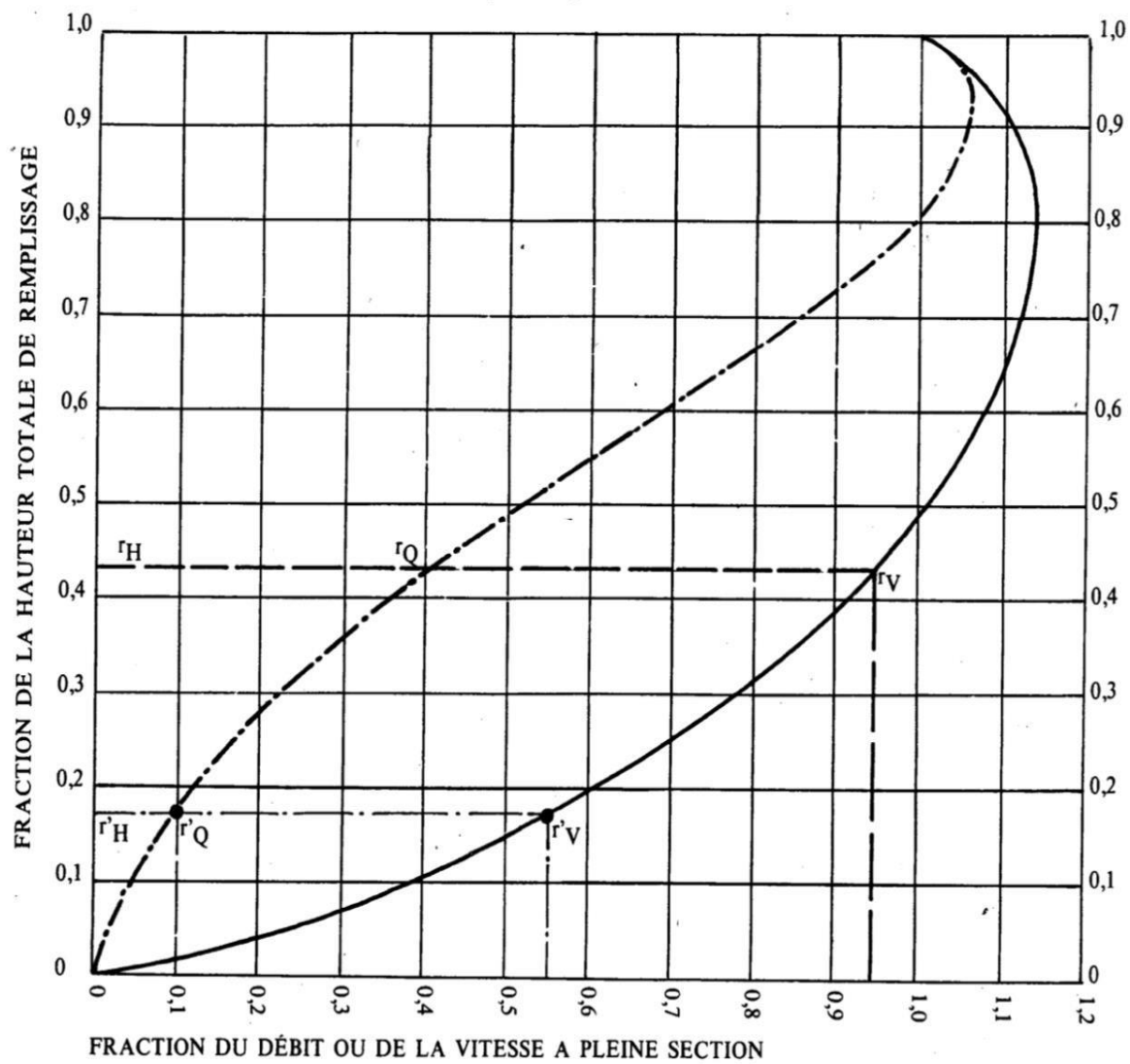
$\chi^2 \backslash p$	0.9	0.5	0.3	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01	0.001
1	0.016	0.455	1.074	1.642	2.705	3.841	5.412	6.635	10.827
2	0.211	1.386	2.408	3.219	4.605	5.991	7.824	9.210	13.815
3	0.584	2.366	3.665	4.642	6.251	7.815	9.837	11.345	16.266
4	1.064	3.357	4.878	5.989	7.779	9.488	11.668	13.277	18.467
5	1.610	4.351	6.064	7.289	9.236	11.070	13.388	15.086	20.515
6	2.204	5.348	7.231	8.558	10.645	12.592	15.033	16.812	22.457
7	2.833	6.346	8.383	9.803	12.017	14.067	16.622	18.475	24.322
8	3.490	7.344	9.524	11.030	13.362	15.507	18.168	20.090	26.125
9	4.168	8.343	10.656	12.242	14.684	16.919	19.679	21.666	27.877
10	4.865	9.342	11.781	13.442	15.987	18.307	21.161	23.209	29.588
11	5.578	10.341	12.899	14.631	17.275	19.675	22.618	24.725	31.264
12	6.304	11.340	14.011	15.812	18.549	21.026	24.054	26.217	32.909
13	7.042	12.340	15.119	16.985	19.812	22.362	25.472	27.688	34.528
14	7.790	13.339	16.222	18.151	21.064	23.685	26.873	29.141	36.123
15	8.547	14.339	17.322	19.311	22.307	24.996	28.259	30.578	37.697
16	9.312	15.338	18.418	20.465	23.542	26.296	29.633	32.000	39.252
17	10.085	16.338	19.511	21.615	24.769	27.587	30.995	33.409	40.790
18	10.865	17.338	20.601	22.760	25.989	28.869	32.346	34.805	42.312
19	11.651	18.338	21.689	23.900	27.204	30.144	33.687	36.191	43.820
20	12.443	19.337	22.775	25.038	28.412	31.410	35.020	37.566	45.315
21	13.240	20.337	23.858	26.171	29.615	32.671	36.343	38.932	46.797
22	14.041	21.337	24.939	27.301	30.813	33.924	37.659	40.289	48.268
23	14.848	22.337	26.018	28.429	32.007	35.172	38.968	41.638	49.728
24	15.659	23.337	27.096	29.553	33.196	36.415	40.270	42.980	51.179
25	16.473	24.337	28.172	30.675	34.382	37.652	41.566	44.314	52.620
26	17.292	25.336	29.246	31.795	35.563	38.885	42.856	45.642	54.052
27	18.114	26.336	30.319	32.912	36.741	40.113	44.140	46.963	55.476
28	18.939	27.336	31.391	34.027	37.916	41.337	45.419	48.278	56.893
29	19.768	28.336	32.461	35.139	39.087	42.557	46.693	49.588	58.302
30	20.599	29.336	33.530	36.250	40.256	43.773	47.962	50.892	59.703

La table donne la probabilité α pour que χ^2 égale ou dépasse une valeur donnée en fonction du nombre de degré de liberté γ .

Annexe N° 03

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



Annexe N° 04

Tronçon	C _{R,am} (m)	C _{R,av} (m)	Dist (m)	I (m/m)	Q _t (m3/s)	D _{cal} (mm)	D _{nor/Dint} (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m3/s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	V _{min} (m/s)	H (mm)	Auto- curage
COLLECTEUR A (Projeté)																
R1-R2	278,611	277,225	30,797	0,045	0,077	188,18	315/299,6	3,77	0,266	0,29	0,871	0,37	3,284	0,678	0,110	Vérifié
R2-R3	274,625	273,516	24,541	0,0452	0,154	243,84	315/299,6	3,78	0,266	0,58	1,041	0,54	3,931	0,680	0,162	Vérifié
R3-R4	271,616	269,933	11,206	0,04	0,385	351,78	400 /380,4	4,17	0,473	0,81	1,118	0,69	4,658	0,750	0,261	Vérifié
R4-R5	269,933	265,689	42,001	0,0415	0,423	361,92	400/380,4	4,24	0,482	0,88	1,136	0,72	4,822	0,764	0,275	Vérifié
R5-R6	265,689	262,959	28,215	0,03	0,461	397,23	500/475,4	4,19	0,743	0,62	1,05	0,57	4,416	0,754	0,269	Vérifié
R6-R7	262,959	260,543	31,524	0,03	0,498	408,90	500/475,4	4,19	0,743	0,67	1,068	0,59	4,472	0,754	0,283	Vérifié
R7-R8	260,543	257,52	29,945	0,0342	0,537	410,42	500/475,4	4,47	0,793	0,68	1,070	0,60	4,782	0,805	0,285	Vérifié
R8-R9	257,52	254,04	40,082	0,037	0,575	414,91	500/475,4	4,65	0,825	0,70	1,075	0,61	5,000	0,837	0,291	Vérifié
R9-R10	254,04	250,897	30,645	0,032	0,613	436,71	500/475,4	4,32	0,767	0,80	1,112	0,68	4,809	0,778	0,322	Vérifié
R10-R11	250,897	248,013	21,99	0,034	0,65	441,37	500/475,4	4,46	0,791	0,82	1,121	0,69	4,997	0,802	0,328	Vérifié
R11-R12	248,013	245,677	48,673	0,035	0,771	468,00	500/475,4	4,52	0,802	0,96	1,139	0,78	5,000	0,814	0,369	Vérifié
R12-R13	245,677	243,461	44,924	0,0344	0,854	487,87	630/599,2	5,23	1,474	0,58	1,041	0,54	5,000	0,942	0,325	Vérifié
R13-R14	243,461	241,617	41,736	0,0342	0,854	488,41	630/599,2	5,22	1,474	0,58	1,041	0,54	4,949	0,939	0,327	Vérifié

Tronçon	C _{R,am} (m)	C _{R,av} (m)	Dist (m)	I (m/m)	Q _t (m3/s)	D _{cal} (mm)	D _{nor} /D _{int} (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m3/s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	V _{min} (m/s)	H (mm)	Auto- curage
R14-R15	241,617	239,362	45,412	0,0344	0,854	487,87	630/475,4	4,63	1,474	0,58	1,041	0,54	4,990	0,942	0,325	Vérifié
R15-R16	239,362	238,228	28,35	0,0395	0,937	492,21	630/599,2	4,80	1,580	0,59	1,046	0,63	4,872	1,009	0,329	Vérifié
R16-R17	238,228	235,852	56,569	0,0392	0,937	492,92	630/599,2	4,79	1,574	0,60	1,047	0,55	4,722	1,050	0,330	Vérifié
R17-R18	235,852	234,509	30,521	0,038	0,937	495,80	630/599,2	4,71	1,550	0,60	1,050	0,56	4,879	0,990	0,333	Vérifié
R18-R19	234,509	232,821	40,189	0,0388	0,937	493,87	630/599,2	4,76	1,566	0,60	1,048	0,55	4,489	1,000	0,331	Vérifié
R19-R20	231,821	230,125	40,975	0,0389	0,937	493,63	630/599,2	4,77	1,598	0,60	1,050	0,55	4,551	1,001	0,330	Vérifié
R20-R21	230,125	226,9	98,637	0,0277	0,937	526,08	630/599,2	4,69	1,323	0,71	1,078	0,62	4,997	1,022	0,371	Vérifié
R21-R22	226,9	225,714	28,771	0,025	1,188	586,21	630/599,2	4,46	1,257	0,95	1,139	0,77	5,000	0,980	0,459	Vérifié
R22-R23	225,714	224,11	40	0,0244	1,188	588,89	630/599,2	4,41	1,242	0,96	1,139	0,77	4,987	0,793	0,463	Vérifié
R23-R24	223,576	222,015	52,015	0,0278	1,449	689,62	800	4,28	1,525	0,67	1,069	0,60	4,572	0,770	0,478	Vérifié
R24-R25	222,318	220,807	39,57	0,027	1,449	693,4	800	4,21	1,636	0,68	1,072	1,65	4,517	0,759	0,483	Vérifié
R25-R26	220,807	219,376	42,972	0,031	1,755	726,01	800	4,52	2,269	0,77	1,102	0,66	4,976	0,867	0,528	Vérifié
R26-R27	219,376	218,05	34	0,03	1,755	730,48	800	4,44	2,232	0,79	1,107	0,67	4,918	0,853	0,535	Vérifié

Tronçon	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor/Dint (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Auto- curage
R27-R28	218,05	216,1	50	0,0301	1,755	730,03	800	4,45	2,236	0,78	1,107	0,67	4,924	0,855	0,534	Vérifié
R28-R29	215,295	214,295	25	0,0311	1,755	725,57	800	4,52	2,273	0,77	1,101	0,66	4,982	0,868	0,527	Vérifié
R29-R30	214,295	213,125	30	0,0315	1,755	723,83	800	4,55	2,287	0,77	1,099	0,66	5,005	0,873	0,525	Vérifié
R30-R31	213,125	211,367	43,843	0,031	1,755	726,01	800	4,52	2,269	0,77	1,102	0,66	4,976	0,867	0,528	Vérifié
R31-R32	211,367	208,567	70	0,0307	1,755	727,33	800	4,49	2,258	0,78	1,103	0,66	4,959	0,863	0,530	Vérifié
R32-R33	208,567	205,767	70	0,0313	1,755	724,70	800	4,54	2,280	0,77	1,100	0,66	4,994	0,871	0,526	Vérifié
R33-R34	205,767	203,027	68,505	0,03	1,755	730,48	800	4,44	2,232	0,79	1,107	0,67	4,918	0,853	0,535	Vérifié
R34-R35	203,027	200,367	66,5	0,0309	1,755	726,45	800	4,51	2,265	0,77	1,102	0,66	4,970	0,865	0,529	Vérifié
R35-R36	200,367	199,47	33,205	0,027	2,06	791,20	800	4,21	2,117	0,97	1,140	0,79	4,805	0,812	0,628	Vérifié
R36-R37	199,47	198,943	20,267	0,026	2,06	796,82	800	4,14	2,078	0,99	1,142	0,80	4,722	0,798	0,641	Vérifié
R37-R38	198,943	197,703	43,667	0,0284	2,06	783,74	800	4,32	2,172	0,95	1,139	0,77	4,925	0,832	0,614	Vérifié
R38-R39	197,703	196,733	34,043	0,0277	2,06	787,41	800	4,27	2,145	0,96	1,139	0,78	4,864	0,822	0,621	Vérifié
R39-R40	196,733	192,674	37,931	0,0279	2,06	786,35	800	4,28	2,152	0,96	1,139	0,77	4,882	0,825	0,619	Vérifié

Tronçon	C _{R,am} (m)	C _{R,av} (m)	Dist (m)	I (m/m)	Q _t (m3/s)	D _{cal} (mm)	D _{nor/Dint} (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m3/s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	V _{min} (m/s)	H (mm)	Auto- curage
R40-R41	192,674	194,511	43,082	0,027	2,06	791,20	800	4,21	2,117	0,97	1,140	0,79	4,805	0,812	0,628	Vérifié
R41-R42	194,511	193,213	49,171	0,0264	2,06	794,54	800	4,17	2,094	0,98	1,141	0,79	4,755	0,804	0,635	Vérifié
R42-R43	192,213	190,783	49,325	0,029	2,06	780,67	800	4,37	2,194	0,94	1,139	0,76	4,977	0,840	0,609	Vérifié
R43-R44	190,783	189,872	31,384	0,029	2,06	780,67	800	4,37	2,194	0,94	1,139	0,76	4,977	0,840	0,609	Vérifié
R44.RJT9	189,872	189,367	18,735	0,027	2,06	791,20	800	4,21	2,117	0,97	1,140	0,79	4,805	0,812	0,628	Vérifié
R46-R48	283,625	283,034	19,126	0,0309	0,1291	245,10	315/299,6	3,12	0,220	0,59	1,044	0,55	3,260	0,904	0,164	Vérifié
R48-R49	283,034	281,715	31,258	0,0422	0,1291	231,19	315/299,6	3,65	0,257	0,50	1,002	0,50	3,656	1,005	0,150	Vérifié
R49-R2	281,715	280,706	21,713	0,0465	0,1291	227,02	315/299,6	3,83	0,270	0,48	0,987	0,49	3,781	1,039	0,146	Vérifié
R50-R51	275,368	274,216	56,333	0,0205	0,043	175,27	315/299,6	2,54	0,179	0,24	0,826	0,33	2,102	0,790	0,099	Vérifié
R51-R52	274,216	273,435	39,781	0,0196	0,086	229,22	315/299,6	2,49	0,175	0,49	0,995	0,49	2,474	0,778	0,148	Vérifié
R52-R3	273,435	272,616	64,622	0,0127	0,1291	289,57	315/299,6	2,00	0,141	0,91	1,139	0,75	2,281	0,679	0,224	Vérifié
R72-R15	240,021	239,362	23,93	0,0276	0,0828	211,94	315/299,6	2,95	0,208	0,40	0,936	0,44	2,764	0,870	0,132	Vérifié
R69-R12	246,451	245,667	31,744	0,0244	0,0828	216,89	315/299,6	2,78	0,196	0,42	0,952	0,46	2,641	0,836	0,136	Vérifié
R68-R11	251,104	250,013	42,054	0,0256	0,0828	214,95	315/299,6	2,84	0,200	0,41	0,945	0,45	2,688	0,849	0,134	Vérifié

Tronçon	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor/Dint (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Auto- curage
R57-R58	279,248	278,099	26,229	0,04	0,0379	147,47	315/299,6	3,55	0,250	0,15	0,708	0,26	2,516	1,459	0,079	Vérifié
R58-R59	278,099	277,073	24,868	0,0413	0,0379	146,59	315/299,6	3,61	0,254	0,15	0,705	0,26	2,544	1,473	0,078	Vérifié
R59-R4	277,073	275,945	27,113	0,0416	0,0379	146,39	315/299,6	3,62	0,255	0,15	0,704	0,26	2,551	1,477	0,078	Vérifié
R60-R5	269,165	268,189	40,44	0,0241	0,0379	162,17	315/299,6	2,76	0,194	0,19	0,771	0,30	2,126	1,249	0,089	Vérifié
R61-R6	265,811	264,842	43,691	0,0222	0,0379	164,69	315/299,6	2,65	0,187	0,20	0,782	0,30	2,070	1,217	0,091	Vérifié
R62-R7	263,045	260,013	41,045	0,0251	0,0379	160,94	315/299,6	2,82	0,198	0,19	0,765	0,29	2,155	1,264	0,088	Vérifié
R63-R64	261,538	260,59	32,02	0,0296	0,0379	156,04	315/299,6	3,06	0,215	0,18	0,744	0,28	2,274	1,331	0,085	Vérifié
R64-R8	260,59	259,52	31,269	0,0342	0,0379	151,87	315/299,6	3,29	0,232	0,16	0,726	0,27	2,386	1,391	0,082	Vérifié
R65-R10	254,577	252,897	41,324	0,0406	0,0379	147,06	315/299,6	3,58	0,252	0,15	0,706	0,26	2,529	1,466	0,078	Vérifié
R66-R67	252,261	251,27	24,144	0,0411	0,0379	146,73	315/299,6	3,60	0,254	0,15	0,705	0,26	2,540	1,471	0,078	Vérifié
R67-R11	251,27	250,013	29,934	0,042	0,0379	146,13	315/299,6	3,64	0,257	0,15	0,703	0,26	2,559	1,481	0,078	Vérifié
R80-R21	230,459	226,954	79,324	0,0442	0,251	294,09	315/299,6	3,74	0,263	0,95	1,139	0,77	4,256	1,504	0,231	Vérifié
R73-R74	235,293	234,55	19,468	0,0382	0,251	302,24	400/380,4	4,07	0,463	0,54	1,024	0,52	4,017	0,733	0,199	Vérifié

Tronçon	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor/Dint (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Auto- curage
R74-R75	234,55	230,89	69,515	0,0527	0,251	292,49	315/299,6	3,79	0,267	0,94	1,139	0,76	4,318	0,907	0,228	Vérifié
R75-R76	230,89	227,261	75,966	0,0478	0,251	289,80	315/299,6	3,88	0,274	0,92	1,139	0,75	4,426	0,925	0,224	Vérifié
R76-R77	227,261	226,106	37,98	0,0304	0,251	315,75	400/380,4	3,63	0,413	0,61	1,051	0,56	3,819	1,057	0,212	Vérifié
R77-R78	226,106	225,074	33	0,0313	0,251	313,75	315/299,6	3,68	0,419	0,6	1,048	0,55	3,662	0,663	0,211	Vérifié
R78-R79	225,074	223,959	31,5	0,0354	0,251	306,59	315/299,6	3,92	0,445	0,56	1,034	0,53	3,996	0,706	0,203	Vérifié
R79-R80	223,959	222,759	40	0,029	0,251	314,25	315/299,6	3,55	0,404	0,62	0,055	0,57	3,750	0,646	0,215	Vérifié
R80-R23	222,759	221,202	43	0,0362	0,251	305,31	315/299,6	3,96	0,450	0,56	1,031	0,53	3,970	0,714	0,202	Vérifié
R84-R84	221,417	219,58	51,749	0,2038	0,2038	283,40	315/299,6	3,35	0,236	0,86	1,133	0,72	3,795	1,044	0,215	Vérifié
R85-R86	219,58	218,472	35	0,2038	0,2038	289,48	315/299,6	3,16	0,223	0,91	1,139	0,75	3,604	1,007	0,223	Vérifié
R86-R87	218,472	216,786	45,29	0,2038	0,2038	280,92	315/299,6	3,43	0,241	0,84	1,128	0,70	3,867	1,060	0,211	Vérifié
R87-R88	216,786	214,814	57,856	0,2038	0,2038	285,54	315/299,6	3,28	0,231	0,88	1,137	0,73	3,729	1,031	0,218	Vérifié
R88-R89	214,814	213,091	35	0,2038	0,2038	269,63	315/299,6	3,82	0,269	0,76	1,095	0,65	4,187	1,138	0,195	Vérifié
R89-R90	213,091	209,826	72,494	0,2038	0,2038	271,07	315/299,6	3,77	0,266	0,77	1,099	0,66	4,144	1,128	0,197	Vérifié
R90-R91	209,826	207,353	60	0,2038	0,2038	275,60	315/299,6	3,61	0,254	0,80	1,113	0,68	4,015	1,096	0,203	Vérifié

Tronçon	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor/Dint (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Auto- curage
R91-R92	207,353	204,844	58	0,0433	0,2038	273,04	315/299,6	3,70	0,261	0,78	1,105	0,67	4,087	1,113	0,199	Vérifié
R92-R35	204,844	201,75	72,985	0,0424	0,2038	274,12	315/299,6	4,18	0,440	0,46	0,977	0,48	4,086	1,071	0,175	Vérifié

Diagnostic :

Tronçon	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor/Dint (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Auto- cureage	Observation
COLLECTEUR B																	
R93-R94	268,42	266,982	35,941	0,0400	0,1752	261,85	315/299,6	3,55	0,250	0,70	1,076	0,61	3,824	0,926	0,184	Vérifié	à maintenir
R94-R95	263,982	262,93	36,460	0,0289	0,1752	278,39	315/299,6	3,02	0,213	0,82	1,122	0,69	3,385	0,826	0,207	Vérifié	à maintenir
R95-R96	260,93	259,842	50,706	0,0215	0,1752	294,29	315/299,6	2,60	0,183	0,96	1,139	0,77	2,966	0,746	0,231	Vérifié	à maintenir
R96-R97	258,842	257,884	22,814	0,0420	0,1752	259,47	315/299,6	3,64	0,257	0,68	1,071	0,60	3,901	0,943	0,181	Vérifié	à maintenir
R97-R98	257,884	257,897	17,733	0,0438	0,1752	257,40	315/299,6	3,72	0,262	0,67	1,068	0,59	3,971	0,958	0,178	Vérifié	à maintenir
R98-R99	257,879	255,82	42,732	0,0301	0,3504	358,17	400/380,4	3,61	0,411	0,85	1,131	0,71	4,088	0,937	0,270	Vérifié	à maintenir
R99- R100	255,82	254,571	30,085	0,0415	0,3504	337,22	400/380,4	4,25	0,482	0,73	1,084	0,63	4,603	1,057	0,240	Vérifié	à maintenir
R100- R101	254,571	254,445	2,9205	0,0431	0,3504	334,80	400/380,4	4,33	0,492	0,71	1,080	0,62	4,673	1,071	0,236	Vérifié	à maintenir
R101- R102	254,445	252,775	34,007	0,0491	0,3504	326,77	400/380,4	4,62	0,524	0,67	1,067	0,59	4,928	1,125	0,226	Vérifié	renové
R102- R103	252,775	250,05	73,474	0,0371	0,6286	428,82	500/475,4	4,66	0,826	0,76	1,097	0,65	5,00	1,132	0,310	Vérifié	renové
R103- R104	250,05	248,071	64,673	0,0306	0,6286	444,56	500/475,4	4,23	0,750	0,84	1,126	0,70	4,763	1,053	0,333	Vérifié	renové

Tronçon	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor/Dint (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Auto- curage	Observation
R104- R105	246,571	244,73	49,747	0,0370	0,6286	429,01	500/475,4	4,65	0,825	0,76	1,097	0,65	5,000	1,131	0,310	Vérifié	renové
R105- RJT7	244,73	244,141	44,425	0,0133	0,6286	520,04	630/599,2	3,25	0,915	0,69	1,072	0,60	3,483	0,870	0,362	Vérifié	renové
R106- R107	269,04	268,65	33,756	0,0193	0,0117	108,86	315/299,6	2,47	0,174	0,07	0,578	0,17	1,424	0,721	0,052	Vérifié	à maintenir
R107- R108	268,65	267,772	30,845	0,0260	0,0117	102,88	315/299,6	2,87	0,202	0,06	0,555	0,16	1,590	0,798	0,048	Vérifié	à maintenir
R108- R109	267,772	267,076	30,845	0,0256	0,0117	103,19	315/299,6	2,84	0,200	0,06	0,556	0,16	1,581	0,792	0,049	Vérifié	à maintenir
R109- R110	257,706	256,8	24,352	0,0372	0,0117	96,22	315/299,6	3,43	0,241	0,05	0,526	0,15	1,803	0,904	0,044	Vérifié	à maintenir
R110- R99	256,8	255,82	24	0,0402	0,0117	94,82	315/299,6	3,56	0,251	0,05	0,520	0,14	1,852	0,928	0,043	Vérifié	à maintenir
COLLECTEUR C																	
R111- R112	248,548	246,65	44,153	0,0430	0,1069	214,68	315/299,6	3,68	0,260	0,41	0,945	0,45	3,481	0,951	0,134	Vérifié	renové
R112- R113	246,65	245,73	20,925	0,0440	0,1069	213,79	315/299,6	3,73	0,263	0,41	0,942	0,45	3,509	0,960	0,133	Vérifié	renové
R113- R114	245,73	244,59	23,873	0,0478	0,1069	210,50	315/299,6	3,88	0,274	0,39	0,932	0,43	3,619	0,988	0,130	Vérifié	renové
R114- R115	244,59	243,591	22,059	0,0453	0,1069	212,61	315/299,6	3,78	0,266	0,40	0,938	0,44	3,548	0,969	0,132	Vérifié	renové
R115- R116	243,591	242,364	24,593	0,0499	0,1069	208,78	315/299,6	3,97	0,280	0,38	0,927	0,43	3,680	1,005	0,129	Vérifié	renové

Tronçon	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor/Dint (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s))	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Auto- curage	Observati on
R116- R117	242,364	241,295	22,211	0,0481	0,1069	210,19	315/299,6	3,90	0,275	0,39	0,931	0,43	3,630	0,992	0,130	Vérifié	renové
R117- R118	241,295	240,308	20,13	0,0490	0,2139	271,63	315/299,6	3,93	0,277	0,77	1,101	0,66	4,332	0,997	0,197	Vérifié	renové
R118- R119	240,308	239,88	8,680	0,0493	0,2139	271,35	315/299,6	3,95	0,278	0,77	1,100	0,66	4,341	1,001	0,197	Vérifié	renové
R119- R120	239,88	238,071	37,535	0,0482	0,2139	271,35	315/299,6	3,93	0,277	0,77	1,101	0,66	4,332	0,997	0,197	Vérifié	renové
R120- R121	238,071	236,873	24,271	0,0494	0,2139	272,51	315/299,6	3,95	0,278	0,77	1,100	0,66	4,341	1,001	0,197	Vérifié	renové
R121- R122	236,873	236,351	10,648	0,0490	0,2139	271,29	315/299,6	3,90	0,275	0,78	1,104	0,66	4,306	0,992	0,199	Vérifié	renové
R122- R123	236,351	233,673	55,386	0,0484	0,2139	271,64	315/299,6	3,95	0,278	0,77	1,100	0,66	4,343	1,001	0,197	Vérifié	renové
R123- R124	233,673	227,451	126,246	0,0493	0,2139	272,34	315/299,6	3,93	0,277	0,77	1,101	0,66	4,332	0,997	0,197	Vérifié	renové
R124- R125	227,451	226,793	28,5403	0,0231	0,2524	271,37	315/299,6	3,91	0,275	0,78	1,103	0,66	4,311	0,993	0,198	Vérifié	à maintenir
R125- R126	226,793	224,44	175,752	0,0134	0,361	421,55	500/475,4	2,81	0,496	0,73	1,085	0,63	3,035	0,654	0,300	Vérifié	renové
R126- R127	224,44	223,11	122,337	0,0110	0,58	522,42	630/599,2	2,96	0,834	0,70	1,075	0,61	3,406	0,753	0,366	Vérifié	à maintenir
R127- R128	223,11	221,923	65,946	0,0180	0,742	522,56	630/599,2	3,26	0,920	0,39	0,933	0,44	3,045	0,872	0,261	Vérifié	renové
R128- R129	221,923	221,39	35,5428	0,0150	0,7412	522,58	630/599,2	2,96	0,834	0,70	1,075	0,61	3,180	0,815	0,366	Vérifié	à maintenir
R129- R130	221,39	220,758	42,961	0,0147	1,012	540,56	630/599,2	3,78	1,067	0,70	1,075	0,61	4,067	0,992	0,366	Vérifié	renové

Tronçon	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor/Dint (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Auto- curage	Observation
R130- R131	220,758	219,718	36,548	0,0285	1,32	595,04	630/599,2	3,45	0,974	0,76	1,097	0,65	3,789	0,907	0,391	Vérifié	renové
R131- R132	219,718	218,199	37,9814	0,0300	1,32	595,21	630/599,2	3,42	0,964	1,05	1,142	0,87	3,907	0,902	0,523	Vérifié	renové
R132- R133	218,199	213,395	172,780	0,0300	1,4	589,34	630/599,2	4,76	1,341	0,98	1,141	0,79	4,882	1,151	0,476	Vérifié	renové
R133- R134	211,395	210,274	37,3606	0,0300	1,4	671,13	800	4,44	2,23	0,63	0,857	0,57	4,695	1,901	0,455	Vérifié	renové
R134- R135	210,274	209,03	41,4826	0,0300	1,4	671,13	800	4,44	2,23	0,63	0,857	0,57	4,695	1,901	0,455	Vérifié	renové
R135- R136	209,03	207,296	53,95	0,03	1,4	671,13	800	4,44	2,23	0,63	0,857	0,57	4,695	1,901	0,455	Vérifié	renové
R136- R137	205,796	204,555	37,0443	0,0300	1,4	671,13	800	4,44	2,23	0,63	0,857	0,57	4,695	1,901	0,455	Vérifié	renové
R137- REJ6	204,555	203,81	24,529	0,0300	1,4	671,13	800	4,44	2,23	0,63	0,857	0,57	4,695	1,901	0,455	Vérifié	renové
R138- R139	248,57	246,29	66,078	0,0344	0,0785	199,35	315/299,6	3,29	0,232	0,34	0,902	0,40	2,972	0,877	0,120	Vérifié	à maintenir
R139- R140	246,29	245,57	19,284	0,0376	0,0785	196,04	315/299,6	3,45	0,243	0,32	0,893	0,39	3,078	0,907	0,117	Vérifié	à maintenir

Tronçon	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor/Dint (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Auto- curage	Observation
R140- R141	245,57	243,86	38,13	0,0447	0,0785	189,79	315/299,6	3,76	0,265	0,30	0,876	0,37	3,291	0,919	0,111	Vérifié	à maintenir
R141- R142	243,86	242,16	35,066	0,0486	0,0785	186,81	315/299,6	3,92	0,276	0,28	0,867	0,36	3,397	0,948	0,109	Vérifié	à maintenir
R142- R143	242,16	241,02	23,467	0,0485	0,0785	186,94	315/299,6	3,91	0,276	0,28	0,867	0,36	3,393	0,946	0,109	Vérifié	à maintenir
R143- R144	241,02	239,91	24,289	0,0459	0,1485	239,84	315/299,6	3,81	0,268	0,55	1,030	0,53	3,920	0,928	0,158	Vérifié	à maintenir
R144- R145	239,91	238,96	22,349	0,0422	0,1485	243,65	315/299,6	3,65	0,257	0,58	1,040	0,54	3,797	0,898	0,162	Vérifié	à maintenir
R145- R146	238,96	235,93	64,73	0,0469	0,2185	276,11	315/299,6	3,85	0,271	0,81	1,115	0,68	4,290	0,935	0,204	Vérifié	à maintenir
R146- R147	235,93	233,89	51,825	0,0394	0,2185	285,27	315/299,6	3,53	0,249	0,88	1,136	0,73	4,008	0,876	0,217	Vérifié	à maintenir
R147- R148	233,89	233,67	5,111	0,0422	0,2185	281,62	315/299,6	3,65	0,257	0,85	1,130	0,71	4,124	0,898	0,212	Vérifié	à maintenir
R148- R149	233,67	232,27	29,038	0,0482	0,2185	274,71	315/299,6	3,90	0,275	0,80	1,111	0,67	4,332	0,945	0,202	Vérifié	à maintenir
R149- R150	232,27	229,12	66,814	0,0472	0,2647	296,34	315/299,6	3,86	0,272	0,97	1,140	0,79	4,401	0,937	0,235	Vérifié	à maintenir
R150- R151	229,12	227,57	34,658	0,0447	0,31098	317,99	400/380,4	4,41	0,500	0,62	1,055	0,57	4,649	1,038	0,215	Vérifié	rénové
R151- R152	226,07	225,22	30,093	0,0285	0,3572	364,55	400/380,4	3,52	0,399	0,89	1,138	0,73	4,001	0,874	0,279	Vérifié	rénové
R152- R126	225,22	224,56	22,996	0,0287	0,3572	364,00	400/380,4	3,53	0,401	0,89	1,138	0,73	4,016	0,876	0,278	Vérifié	rénové
R153- R154	230,29	228,93	36,377	0,0468	0,0324	135,04	315/299,6	3,84	0,271	0,12	0,662	0,23	2,545	0,934	0,070	Vérifié	à maintenir

Tronçon	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor/Dint (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Auto- curage	Observation
R154- R155	228,93	227,29	35,943	0,0457	0,0648	175,89	315/299,6	3,80	0,268	0,24	0,829	0,33	3,148	0,926	0,099	Vérifié	à maintenir
R155- R156	227,29	225,70	35,966	0,0443	0,0972	205,97	315/299,6	3,74	0,263	0,37	0,920	0,42	3,439	0,915	0,126	Vérifié	à maintenir
R156- R157	225,70	224,281	32,292	0,0439	0,1296	229,85	315/299,6	3,72	0,262	0,49	0,997	0,50	3,709	0,911	0,149	Vérifié	à maintenir
R157- R127	224,281	223,445	38,586	0,0217	0,162	285,29	315/299,6	2,61	0,184	0,88	1,136	0,73	2,971	0,704	0,217	Vérifié	à maintenir
R158- R159	232,91	231,85	22,827	0,0464	0,0633	173,85	315/299,6	3,83	0,270	0,23	0,821	0,33	3,141	0,932	0,098	Vérifié	à maintenir
R159- R160	231,85	231,57	18,959	0,0147	0,0633	215,76	315/299,6	2,15	0,152	0,42	0,948	0,45	2,040	0,617	0,135	Vérifié	à maintenir
R160- R161	231,57	230,79	24,701	0,0316	0,0633	186,86	315/299,6	3,16	0,222	0,28	0,867	0,52	3,271	0,808	0,157	Vérifié	à maintenir
R161- R162	230,79	230,23	17,483	0,0322	0,1226	238,54	315/299,6	3,19	0,225	0,55	1,026	0,53	3,246	0,813	0,158	Vérifié	à maintenir
R162- R163	230,23	229,88	11,132	0,0315	0,1226	239,49	315/299,6	3,16	0,222	0,55	1,029	0,52	3,316	0,808	0,155	Vérifié	à maintenir
R163- R164	229,88	229,14	22,199	0,0334	0,1226	236,88	315/299,6	3,25	0,229	0,54	1,021	0,51	3,379	0,824	0,153	Vérifié	à maintenir
R164- R165	229,14	228,45	19,445	0,0352	0,1226	234,56	315/299,6	3,34	0,235	0,52	1,013	0,51	3,427	0,841	0,151	Vérifié	à maintenir
R165- R166	228,45	227,64	22,08	0,0367	0,1226	232,79	315/299,6	3,40	0,240	0,51	1,007	0,69	3,625	0,852	0,205	Vérifié	à maintenir
R166- R167	227,64	226,96	20,381	0,0333	0,1859	277,08	315/299,6	3,24	0,229	0,81	1,118	0,65	3,831	0,822	0,194	Vérifié	à maintenir
R167- R168	226,96	226,21	19,336	0,0388	0,1859	269,22	315/299,6	3,50	0,247	0,75	1,094	0,83	3,969	0,871	0,249	Vérifié	à maintenir

Tronçon	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor/Dint (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Auto- curage	Observation
R168- R169	226,21	225,51	20,066	0,0380	0,2492	301,72	315/299,6	3,46	0,244	1,02	1,146	0,88	3,816	0,863	0,264	Vérifié	à maintenir
R169- R170	225,51	224,80	20,038	0,0356	0,2492	305,47	315/299,6	3,35	0,236	1,06	1,139	0,61	4,281	0,843	0,231	Vérifié	à maintenir
R170- R171	224,80	224,23	15,522	0,0367	0,3125	330,68	315/380,4	3,99	0,453	0,69	1,073	0,61	4,268	0,961	0,231	Vérifié	rénové
R171- R172	224,23	223,65	15,775	0,0364	0,3125	331,14	315/380,4	3,97	0,451	0,69	1,074	0,52	3,271	0,958	0,157	Vérifié	rénové
R172- R173	223,65	223,30	11,278	0,0317	0,3125	339,90	315/380,4	3,71	0,421	0,74	1,090	0,64	4,040	0,910	0,243	Vérifié	rénové
R173- R129	223,30	223,08	6,913	0,0311	0,3125	341,03	315/380,4	3,67	0,417	0,75	1,092	0,64	4,013	0,902	0,245	Vérifié	rénové
R188- R189	243,16	242,048	45,907	0,0242	0,07	203,92	315/299,6	2,77	0,195	0,36	0,914	0,41	2,528	0,735	0,124	Vérifié	à maintenir
R189- R190	242,048	241,263	23,259	0,0337	0,07	191,65	315/299,6	3,26	0,230	0,30	0,881	0,38	2,877	0,826	0,113	Vérifié	à maintenir
R190- R191	241,263	241,022	7,49	0,0321	0,07	193,44	315/299,6	3,18	0,224	0,31	0,886	0,38	2,822	0,811	0,114	Vérifié	à maintenir
R191- R192	240,53	240,23	15,174	0,0198	0,07	211,89	315/299,6	2,50	0,176	0,40	0,936	0,44	2,338	0,683	0,132	Vérifié	à maintenir
R192- R193	240,23	239,671	22,407	0,0250	0,07	202,74	315/299,6	2,81	0,198	0,35	0,911	0,41	2,559	0,742	0,123	Vérifié	à maintenir
R193- R145	239,671	238,963	24,851	0,0285	0,07	197,85	315/299,6	3,00	0,211	0,33	0,898	0,40	2,693	0,778	0,118	Vérifié	à maintenir
R174- R175	247,805	246,86	21,643	0,0437	0,0664	179,02	315/299,6	3,71	0,262	0,25	0,841	0,34	3,121	0,910	0,102	Vérifié	à maintenir
R175- R176	246,86	245,678	24,185	0,0489	0,0664	175,28	315/299,6	3,93	0,277	0,24	0,826	0,33	3,246	0,950	0,099	Vérifié	à maintenir

Tronçon	CR _{am} (m)	CR _{av} (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor/Dint (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Auto- curage	Observation
R176- R177	245,678	244,789	21,094	0,0421	0,0664	180,21	315/299,6	3,65	0,257	0,26	0,845	0,34	3,082	0,898	0,103	Vérifié	à maintenir
R177- R178	244,789	244,046	15,198	0,0489	0,0664	175,27	315/299,6	3,93	0,277	0,24	0,826	0,33	3,246	0,950	0,099	Vérifié	à maintenir
R178- R179	244,046	242,63	28,723	0,0493	0,1327	226,87	315/299,6	3,95	0,278	0,48	0,986	0,49	3,891	0,954	0,146	Vérifié	à maintenir
R179- R180	242,63	241,25	29,514	0,0468	0,1327	229,14	315/299,6	3,84	0,271	0,49	0,994	0,49	3,820	0,934	0,148	Vérifié	à maintenir
R180- R181	241,25	239,92	28,288	0,0472	0,1327	228,74	315/299,6	3,86	0,272	0,49	0,993	0,49	3,832	0,937	0,147	Vérifié	à maintenir
R181- R182	239,92	238,549	28,826	0,0474	0,1327	228,56	315/299,6	3,87	0,273	0,49	0,992	0,49	3,838	0,939	0,147	Vérifié	à maintenir
R182- R183	238,549	235,38	65,714	0,0483	0,2513	289,42	315/299,6	3,90	0,275	0,91	1,139	0,75	4,447	0,945	0,223	Vérifié	à maintenir
R183- R184	235,378	230,84	93,952	0,0483	0,2513	289,36	315/299,6	3,91	0,275	0,91	1,139	0,75	4,449	0,946	0,223	Vérifié	à maintenir
R184- R185	230,84	230,30	14,075	0,0386	0,2513	301,82	315/299,6	3,49	0,246	1,02	1,146	0,83	4,000	0,869	0,250	Vérifié	à maintenir
R185- R186	230,30	229,31	38,094	0,0260	0,2513	324,96	400/380,4	3,36	0,382	0,66	1,065	0,59	3,579	0,845	0,223	Vérifié	rénové
R186- R187	229,31	227,28	92,733	0,0500	0,3315	318,96	400/380,4	4,66	0,529	0,63	1,056	0,57	4,922	1,084	0,216	Vérifié	rénové
R187- R130	227,28	222,20	93,36	0,0500	0,3315	318,96	400/380,4	4,66	0,529	0,63	1,056	0,57	4,922	1,084	0,216	Vérifié	rénové

Tronçon	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor/Dint (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Auto- curage	Observation
R194- R195	232,66	231,31	38,911	0,0346	0,0633	183,69	315/299,6	3,30	0,233	0,27	0,857	0,35	2,832	0,834	0,106	Vérifié	à maintenir
R195- R196	231,31	230,42	21,966	0,0403	0,0633	178,47	315/299,6	3,57	0,251	0,25	0,839	0,34	2,993	0,884	0,102	Vérifié	à maintenir
R196- R186	230,42	229,61	32,827	0,0249	0,0633	195,34	315/299,6	2,80	0,198	0,32	0,892	0,39	2,501	0,740	0,116	Vérifié	à maintenir
R207- R208	232,302	231,528	28,86	0,0368	0,0324	141,24	315/299,6	3,41	0,240	0,13	0,684	0,25	2,332	0,854	0,074	Vérifié	à maintenir
R208- R153	231,528	230,29	30,964	0,0307	0,0324	146,14	315/299,6	3,11	0,219	0,15	0,703	0,26	2,187	0,798	0,078	Vérifié	à maintenir
R205- R206	230,971	229,86	33,564	0,0331	0,0324	144,06	315/299,6	3,23	0,228	0,14	0,695	0,26	2,247	0,821	0,076	Vérifié	à maintenir
R206- R154	229,86	228,932	24,396	0,0380	0,0324	140,40	315/299,6	3,46	0,244	0,13	0,681	0,25	2,359	0,863	0,074	Vérifié	à maintenir
R209- R210	230,489	229,650	26,71	0,0314	0,0843	208,27	315/299,6	3,15	0,222	0,38	0,926	0,43	2,915	0,806	0,128	Vérifié	à maintenir
R210- C124	229,65	227,451	51,805	0,0425	0,0843	196,78	315/299,6	3,66	0,258	0,33	0,895	0,39	3,280	0,900	0,117	Vérifié	à maintenir
COLLECTEUR D																	
R214- R215	225,31	223,80	33,086	0,0456	0,183	259,28	315/299,6	3,79	0,267	0,68	1,072	0,6	4,067	0,683	0,181	Vérifié	à maintenir
R215- R216	223,80	220,02	75,605	0,0490	0,183	256,23	315/299,6	3,93	0,277	0,66	1,065	0,59	4,191	1,318	0,176	Vérifié	rénové
R216- R217	220,02	218,23	37,358	0,0479	0,183	257,36	315/299,6	3,89	0,274	0,67	1,067	0,59	4,149	1,309	0,178	Vérifié	rénové

Tronçon	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor/Dint (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Auto- curage	Observation
R217- R218	218,23	215,85	48,158	0,0494	0,183	255,80	315/299,6	3,95	0,278	0,66	1,065	0,59	4,206	1,556	0,176	Vérifié	renové
R218- R219	215,85	213,36	50,356	0,0496	0,183	255,65	315/299,6	3,96	0,279	0,66	1,064	0,59	4,212	1,558	0,176	Vérifié	renové
R219- R220	213,36	210,77	51,696	0,0500	0,266	293,69	315/299,6	3,97	0,280	0,95	1,139	0,77	4,527	1,562	0,230	Vérifié	renové
R220- R221	210,77	209,12	39,456	0,0418	0,348	335,95	400/380,4	4,26	0,484	0,72	1,082	0,63	4,608	1,357	0,238	Vérifié	renové
R221- R222	209,12	207,82	30,398	0,0427	0,431	362,53	400/380,4	4,31	0,489	0,88	1,137	0,73	4,893	1,367	0,276	Vérifié	renové
R222- R223	207,82	206,62	24,546	0,0490	0,5	373,52	400/380,4	4,61	0,524	0,95	1,139	0,77	4,897	1,428	0,294	Vérifié	renové
R223- R224	206,62	204,98	32,784	0,0500	0,51	374,88	400/380,4	4,66	0,529	0,96	1,140	0,78	4,900	1,438	0,296	Vérifié	à maintenir
R224- R225	204,98	203,15	36,702	0,0500	0,56	388,26	400/380,4	4,66	0,529	1,06	1,136	0,89	4 ,931	1,438	0,338	Vérifié	à maintenir
R225- R226	203,15	201,73	33,648	0,0420	0,84	467,05	500/475,4	4,95	0,879	0,96	1,139	0,77	4,955	1,299	0,367	Vérifié	renové
R226- R227	201,73	200,25	33,798	0,0440	0,887	472,49	500/475,4	5,07	0,900	0,99	1,141	0,80	4 ,988	1,321	0,378	Vérifié	renové
R227- R228	201,73	200,25	33,798	0,0440	0,887	472,49	500/475,4	6,05	1,705	0,55	1,027	0,52	5,000	1,321	0,314	Vérifié	renové
R228- R229	200,25	198,63	35,043	0,0460	0,934	477,78	500/475,4	5,77	1,625	0,66	1,066	0,59	5,01	1,343	0,354	Vérifié	renové
R229- R230	198,63	197,18	34,806	0,0418	1,079	513,48	630/599,2	4,89	1,377	0,78	1,106	0,67	4,703	1,306	0,399	Vérifié	renové
R230- R231	197,18	195,15	67,598	0,0300	1,079	546,43	630/599,2	5,28	1,487	0,73	1,084	0,63	4,820	0,939	0,377	Vérifié	renové

Tronçon	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor/Dint (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Auto- curage	Observatio n
R231- RJT5	195,15	194,01	32,502	0,0350	1,079	530,87	630/599,2	5,64	1,591	0,68	1,070	0,60	4,958	1,009	0,359	Vérifié	renové
R239- R240	208,762	206,409	91,937	0,0265	0,2328	314,68	315/299,6	2,89	0,204	1,14	0,458	1,15	1,324	0,741	0,346	Vérifié	à maintenir
R240- R241	206,409	205,255	41,176	0,0287	0,2328	309,93	315/299,6	3,01	0,212	1,10	1,029	0,98	3,098	0,763	0,293	Vérifié	à maintenir
R241- R242	205,255	203,623	59,336	0,0270	0,2328	313,58	315/299,6	2,92	0,206	1,13	0,667	1,11	1,946	0,957	0,331	Vérifié	à maintenir
R242- R243	203,623	201,914	61,545	0,0278	0,2328	311,91	315/299,6	2,96	0,209	1,12	0,882	1,04	2,612	0,966	0,312	Vérifié	à maintenir
R243- R225	201,914	201,702	7,403	0,0286	0,2328	310,32	315/299,6	3,00	0,212	1,10	1,007	0,99	3,023	0,975	0,297	Vérifié	à maintenir

Avec :

CRam : côte projet amont (m) du terrain ;

CRav : côte projet aval (m) du terrain ;

Dist : la distance entre deux regards (m) ;

I: pente (m/m);

Qt: débit de tronçon total (m3/s) ;

Qps: débit à pleine section (m3/s) ;

Vps : vitesse à pleine section (m/s) ;

Dcal: diamètre calculé (mm) ;

Dnor: diamètre normalisé (mm) ;

Dint : diamètre intérieur (mm)

Rq : rapport des débits ;

Rh : rapport des hauteurs ;

Rv : rapport des vitesses ;

h : hauteur de remplissage (mm) ;

V : vitesse de l'écoulement (m/s) ;

Vmin : vitesse de l'écoulement en temps sec(m/s)