



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT

THEME :

**Diagnostic et dimensionnement du système
d'assainissement de la commune d'OULED HELLAL
(Wilaya de MEDEA)**

Présenté par :

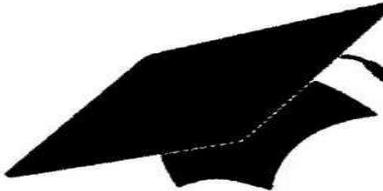
Mr. SEBATI Yahia

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
AMMARI Abdelhadi	M.C.A	Président
BELLABAS/ CHARIFI Salima	M.C.B	Examineur
DAHMANE Moulod	M.C.B	Examineur
DERNOUNI Fouzia	M.A.A	Promoteur

Session Septembre 2024

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



Dédicaces

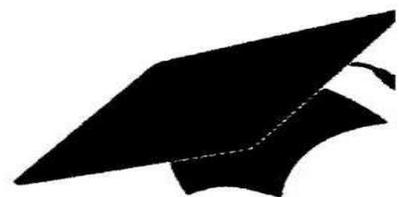


Remerciements

Je remercie Allah, le tout puissant, pour m'avoir donné, le courage, la patience, la volonté et la force nécessaire, pour affronter toutes les difficultés et les obstacles, qui se sont hissés au travers de mon chemin, durant toutes mes années d'études,

J'adresse mes sincères remerciements à tous mes enseignants de l'ENSH de BLIDA, notamment à ma promoteur Dr. DERNOUNI Fouzia qu'ils ont assurés la direction et l'encadrement du travail présenté dans ce mémoire.

Je tiens notamment, à adresser l'expression de ma sincère reconnaissance aux membres du jury d'examen, pour l'intérêt qu'ils ont prouvé à ce travail.





Dédicaces



*A ceux qui m'ont donné la vie, symbole de beauté, de fierté, de
Sagesse et de patience,
A ceux qui sont la source de mon inspiration et de mon courage, à
Qui je dois de l'amour et la reconnaissance,
Mes chers Parents ;
Mes sœurs ;
Ma Famille et tous mes Proches.
Et à tous qui me connaît et compte sur moi...
Tous mes Amis (es)*

Yahia

ملخص

الغرض من الأطروحة هو تحديد ومعالجة وحل المشاكل المتعلقة بقنوات الصرف في بلدية أولاد هلال ولاية المدية، من أجل تسهيل عملية إعداد وتحسين الظروف الصحية وإدارة مياه الأمطار. لتحقيق هذا الهدف، أبدأ بالمرحلة الأولى من تشخيص مائل لشبكة التطهير الحالية، ثم أقترح شبكة جديدة وفقا للاحتياجات المستقبلية للمنطقة لتعزيز قدرة شبكات الصرف الصحي وضمان الإدارة الفعالة لتصرف المياه.

Résumé

L'objectif de la thèse est d'identifier, d'adresser et de résoudre les problèmes liés aux caniveaux de drainage dans la commune d'Ouled Hilal, province de Médéa, afin de faciliter le processus de préparation et d'amélioration des conditions sanitaires et de gestion des eaux pluviales.

Pour atteindre cet objectif, je commence par la première phase d'un diagnostic similaire du réseau d'assainissement existant, puis propose un nouveau réseau en fonction des besoins futurs de la zone pour renforcer la capacité des réseaux d'assainissement et assurer une gestion efficace de l'eau et évacuation des eaux pluviales.

Abstract

The purpose of the thesis is to identify, address and solve the problems related to the drainage channels in the municipality of Ouled Hilal, Medea province, in order to facilitate the process of preparing and improving the sanitary conditions and management of rainwater. To achieve this goal, I start with the first stage of a similar diagnosis of the current sanitation network, and then propose a new network according to the future needs of the region to enhance the capacity of the drainage networks and ensure the effective management of water and rainwater drainage

SOMMAIRE

➤ REMERCIEMENTS	
➤ DEDICACES	
➤ RESUME	
➤ LISTE DES FIGURES ET TABLEAUX	
➤ LISTE DES SYMBOLES ET DES ABREVIATIONS	
➤ INTRODUCTION GENERALE.....	1

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

1. Introduction	3
2.Situation géographique de d'OULED HELLAL.....	3
3. Localisation de la zoned'étude.....	4
4. Situation Relief.....	5
5.Situation Géologie	5
6. Situation Séismicité	5
7. Situation Hydrologie.....	5
8. Situation Climatologie.....	5
8.1 Climat.....	5
8.2 Humidité.....	5
8.3 Température.....	6
8.4 Pluviométrie.....	6
9. Situation Géotechnique.....	6
10. Conclusion.....	6

Chapitre II : Diagnostic du système d'évacuation

1. Introduction.....	8
2. Généralités.....	8
3. Les types du diagnostic.....	8
4. Etapes de réalisation.....	9

4.1 Pré-reconnaissance.....	9
4.2 Reconnaissance détaillée.....	9
4.3 Campagne de détection des regards.....	9
4.4 Choix des regards à inspecter.....	9
5. Etat des regards	10
6. Accessoire de réseau	13
6.1 Regard.....	13
6.2 Grille avaloir	14
7. Etat des collecteurs.....	14
8. Etat de rejet.....	15
9. Conclusion.....	16

Chapitre III : Etude hydrologique

1. Introduction.....	19
2.. Choix de la période de retour.....	19
3. Détermination de l'intensité moyenne de précipitation.....	19
4. Évaluation de l'intensité moyenne des précipitations.....	20
4.1 La série des données pluviométriques	20
5. Etude de précipitation maximale journalière.....	21
5.1 Les caractéristiques de cette série.....	22
5.2 Ajustement de la série.....	23
5.2.a Ajustement à la loi de Gumbel.....	23
5.2.b Ajustement à la loi de Galton (log-normal).....	25
5.2.c Ajustement à la loi de GEV.....	27
6. Test d'adéquation.....	27
7. Test graphique.....	28
8. Calcul de la valeur de l'intensité à une période de retour donnée.....	29
9. Conclusion.....	30

Chapitre IV : Calcul de basse

1. Introduction.....	32
2. Situation démographique.....	32
3. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires.....	33
4. Systèmes d'assainissement.....	33
5. Différents systèmes des réseaux d'assainissement.....	34
5.1 Système unitaire.....	34
5.2 Système séparatif.....	35
5.3 Système pseudo-séparatif.....	35
6. Avantages et Inconvénients des trois systèmes de réseaux.....	36
7. Choix du schéma d'évacuation.....	37
7.1 Les différents schémas d'assainissement.....	37
7.1.1 Schéma perpendiculaire.....	37
7.1.2 Schéma par déplacement latéral.....	38
7.1.3 Schéma transversal ou oblique.....	38
7.1.4 Schéma par zones étagées.....	39
7.1.5 Schéma radial.....	39
8. Choix du schéma du réseau d'évacuation.....	40
9. Choix du coefficient de ruissellement.....	40
10. Coefficient de ruissellement pondéré dans le temps.....	40
10.1 Coefficient de ruissellement en fonction des catégories d'urbanisme.....	41
10.2 Coefficient de ruissellement en fonction des caractéristiques des zones d'influence.....	41
10.3 Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la population.....	42
11. Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin.....	43
12. Conclusion.....	44

Chapitre V : Estimation des débits à évacuer

1. Introduction.....	46
2. Origine et nature des eaux à évacuer.....	46
2.1 Les eaux usées.....	46
2.1.1 Les eaux usées d'origine domestique.....	46
2.1.2 Les eaux usées des services publics.....	46
2.1.3 Les eaux usées industrielles.....	47
2.1.4 Les eaux parasites.....	47
2.2 Les eaux pluviales.....	47
3. Quantité des eaux à évacuer.....	48
3.1 Estimation des débits d'eaux usées domestiques.....	48
3.2 Evaluation des débits des eaux usées des établissements publics...50	
3.3 Evaluation des débits des eaux parasites.....	50
3.4 Évaluation des débits des eaux pluviales.....	52
3.4.1 Méthode rationnelle.....	52
4. Conclusion.....	56

Chapitre VI : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

1. Introduction.....	58
2. Conception du réseau.....	58
3. Dimensionnement du réseau d'assainissement.....	58
3.1 Conditions d'écoulement et de dimensionnement.....	58
4. Hypothèses de dimensionnement.....	60
5. Mode de calcul.....	60
5.1 Détermination du débit.....	60
5.2 Détermination du diamètre.....	61
5.3 Détermination de débit plein section.....	62
5.4 Déterminer les vitesses réelles.....	63

5.5 Déterminer la hauteur de remplissage.....	63
6. Résultats du dimensionnement.....	64
7. Conclusion.....	73

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

1. Introduction.....	75
2. Les ouvrages principaux.....	75
2.1 Canalisations.....	75
2.1.1 Le choix type de canalisation.....	75
2.1.2 Les types de canalisations.....	76
2.2 Les joints.....	79
2.3 Facteurs influençant le choix des canalisations.....	79
2.4 Différentes actions supportées par la conduite.....	79
2.5 Protection des conduites.....	80
2.6 Pose de canalisation.....	80
3. Les ouvrages annexes.....	81
3.1 Les ouvrages normaux.....	81
3.2 Ouvrages des surfaces.....	82
3.3 Les ouvrages d'accès aux réseaux (les regards).....	83
3.4 Les ouvrages spéciaux.....	85
4. Conclusion.....	86

Chapitre VIII : Organisation de chantier

1. Introduction.....	88
2. Les étapes de réalisation du projet.....	88
2.1 Manutention et stockage des conduites.....	88
2.2 Décapage de la terre végétale.....	88
2.3 Exécution des tranchées et des fouilles des regards.....	88
2.4 Aménagement du lit de sable.....	89

2.5	Emplacement des jalons des piquets (piquetage).....	89
2.6	Mise en place des conduites d'assainissement.....	89
2.7	Mise en place des conduites d'assainissement.....	89
2.8	Les essais d'étanchéité.....	90
2.9	Exécution des regards.....	90
2.10	Remblayage et compactage.....	90
3.	Choix des engins.....	90
4.	Détermination des différents volumes des travaux.....	91
4.1.	Volume du déblai des tranchées.....	91
4.2.	Volume occupé par le lit de sable.....	91
4.3.	Volume occupé par les conduites	92
4.4.	Volume du remblai de protection	92
4.5.	Volume excédentaire	92
5.	Devis quantitatif et estimatif du projet	93
6.	Planification des travaux.....	94
7.	Technique de la planification	94
8.	Conclusion.....	95
>	CONCLUSION GENERALE.....	98

Liste des tableaux

Chapitre II :

Tableau II.1 Le réseau d'assainissement de la ville d'OULED HELLAL Source : DRE Médéa.....	12
Tableau II.2 Etat des collecteurs Source : DRE Médéa.....	15

Chapitre III :

Tableau III.1 Identification de la station d'Ouled Hellal Source : ANRH Blida	20
Tableau III.2 Précipitation mensuelles et les maximas journaliers pour 30 années d'observation (mm) Source Blida.....	21
Tableau III.3 Les paramètres statistiques de la série pluviométrique.....	22
Tableau III.4 : Résultats d'ajustement à la loi de Gumbel Source : Hyfran plus.....	24
Tableau III.5 Résultat de l'ajustement à la loi de Galton. Source : Hyfran plus.....	26
Tableau III.6 Résultats d'ajustement à la loi GEV Source : Hyfran plus.....	27
Tableau III.7 Les résultats du test d'adéquation.....	28

Chapitre IV :

Tableau IV.1 Evolution de la population de Ouled Hellal.....	33
Tableau IV.2 Avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux.....	36
Tableau IV.3 Coefficient de ruissellement en fonction des catégories d'urbanisme Source : water environnante fédération (1970).....	41
Tableau IV.4 Coefficient de ruissellement en fonction des caractéristiques des zones d'influence Source : Satinetal (2006).....	41
Tableau IV.5 Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la population Source : Satinetal (2006).....	42
Tableau IV.6 Valeurs de coefficients de ruissellement pour chaque sous bassin.....	42
Tableau IV.6 Nombre d'habitants pour chaque sous bassin.....	44

Chapitre V :

Tableau V.1 Calcul des débits de pointe des eaux usées domestiques.....	49
Tableau V.2 Évaluation des débits d'eaux usées des équipements.....	50
Tableau V.3 Débits des eaux parasites.....	51

Tableau V.4 Débits totaux des eaux usées a évacué.....	51
Tableau V.5 Valeurs de coefficient réducteur d'intensité α	55
Tableau V.6 Débits des eaux pluviales à évacuer.....	55
Tableau V.7 Calcul du débit total de chaque sous bassin.....	56

Chapitre VI :

Tableau VI.1 Coefficient de Manning-Strickler (Ks) en fonction de la nature de parois.....	61
Tableaux VI.2 Calculs du réseau projeté des deux collecteurs principaux.....	64-72

Chapitre VIII :

tableau VIII.1. Coefficients de foisonnement pour différente nature de sol.....	92
tableau VIII.2. Résultats de calcul des volume.....	92
tableau VIII.3. Devis estimatif du projet.....	93
tableau VIII.4. Les symboles de différentes opérations.....	97
tableau VIII.5. Détermination des délais.....	97

Liste des figures

Chapitre I :

Figure I.1 Situation géographique d'OULED HELLAL d'après Wikipédia.....3

Figure I.2 Situation de la zone d'étude.....4

Chapitre II :

Figure II.1 Les problèmes d'obstruction Par la pierre et cassé la dalle De regard.....13

Figure II.2 L'absence des Avaloirs Sur les rues.....14

Figure II.3 Le collecteur du regard 19au rejet n°01 est casse.....15

Figure II.4 Les rejets de la ville d'OULED HELLAL.....16

Chapitre III :

Figure III.1 Résultats de l'ajustement de la loi de Gumbel.....25

Figure III.2 Ajustement graphique à la loi log-normal.....26

Figure III.3 Comparaison entre les différentes lois d'ajustement.....28

Chapitre IV :

Figure IV.1 Réseau unitaire.....34

Figure IV.2 Réseau séparatif.....35

Figure IV.3 schémas de principe d'un réseau pseudo- séparatif.....35

Figure IV.4 Schéma perpendiculaire.....37

Figure IV.5 Schéma par déplacement latéral.....38

Figure IV.6 Schéma à collecteur transversal.....38

Figure IV.7 Schéma à collecteur étagé.....39

Figure IV.8 Schéma type radial.....39

Chapitre V :

Figure V.1 Principe schématique de détermination du coefficient réducteur d'intensité α54

Chapitre VII :

Figure VII.1. Conduite en CAO.....	77
Figure VII.2 Canalisation en PEHD.....	78
Figure VII.3 les modes de poses.....	81
Figure VII.4 Exemple d'un branchement simple.....	82
Figure VII.5 Exemple d'une bouche d'égout (absorption par le haut).....	83
Figure VII.6 Schéma de principe de fonctionnement du déversoir d'orage.....	85

Chapitre VIII :

Figure VIII.1 Pose du lit de sable.....	89
Figure VIII.2 Niveleuse.....	91
Figure VIII.3 Bulldozer.....	91
Figure VIII.4 la pelle hydraulique.....	91
Figure VIII.5 La chargeuse.....	92
Figure VIII.6 Le compacteur.....	92

Liste des planches

PLANCHE 01 : Plan de masse et leve topographique

PLANCHE 02 : Plan de reseau

PLANCHE 03 : Profil en long du reseau

PLANCHE 04 : Ouvrage dannexe et elements constutifs

Liste des annexes

Annex 01 : tableau de χ^2 :

Annex 02 :: Les variations des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage

Annex 03 : Réseaux pluviaux en système unitaire ou séparatif

Annex 04 : Variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage

LISTE DES ABREVIATION

BET : E.H.U.E : Engineering de L Hydraulique urbain et de l Environnement

Introduction

Générale

Introduction générale

L'assainissement, en tant qu'étape clé du cycle de l'eau, joue un rôle crucial en assurant la protection de la santé publique et de l'environnement. Il comprend la gestion des eaux usées et pluviales, incluant leur évacuation, transport et traitement.

En Algérie, les problèmes d'assainissement sont particulièrement présents dans les zones rurales, tant au Nord qu'au Sud. Parmi les problèmes environnementaux visibles, on constate le rejet direct des eaux usées dans la nature. Cette situation est aggravée par la dégradation ou l'absence de réseaux d'assainissement, le manque d'entretien, et l'utilisation d'infrastructures inadéquates pour l'évacuation des eaux usées.

En fonction du plan d'occupation du sol de la zone concernée, une étude du réseau d'assainissement sera élaborée. Cette étude suivra une approche permettant la conception et le dimensionnement du réseau, incluant tous les calculs hydrauliques nécessaires pour garantir un fonctionnement hydraulique fiable à court et à long terme.

Les calculs hydrauliques du réseau projeté sont réalisés à l'aide des logiciels Covadis, fonctionnant dans un environnement AUTOCAD.

La commune d'Ouled Hilal (district de Médéa) a connu une croissance démographique ces dernières années, ce qui a accru les défis liés à l'assainissement. Elle doit également faire face à des inondations violentes, quoiqu'intermittentes, exacerbées par le relief plat et la sensibilité hydrogéologique de la région. Cette situation a conduit à un décalage entre l'expansion des zones résidentielles et la capacité réelle du système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales, rendant la municipalité inadaptée aux conditions environnementales actuelles.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1 Introduction

Pour analyser un projet hydraulique, il est essentiel d'examiner les conditions spécifiques de la zone concernée. Cela implique une description détaillée du site en termes de topographie, géographie, géologie et climat. Cette analyse approfondie permettra d'étudier le territoire de manière efficace et de concevoir un réseau d'assainissement adapté.

I.2 Situation géographique de d'OULED HELLAL :

La commune d'OULED HELLAL dépend administrativement de la wilaya de Médéa daïra D'OULED ANTAR la délimitation cartographique instituée par la loi n°84-09 du 04/02/84 relative au nouveau découpage donne la situation géographique et administrative de la commune d'OULED HELLAL suivante :

La commune D'OULED HELLAL est délimitée :

- Au Nord par la commune BOUAICHOUNE
- A L'Est par la commune d'OULED ANTAR
- A L'Ouest par la wilaya d'AIN DEFLA
- Au Sud par les communes AZIZ et DERRAG



Source BET EHUE

Figure I.1 Situation géographique d'OULED HELLAL

I.3 Localisation de la zone d'étude

La commune D'OULED HELLAL est occupée une superficie de 208.42Km², et située sur le côté oust de la wilaya de Médéa. Elle est traversée par route national RN 60 sur une longueur de 16 km qui relie la commune de KSAR EL BOUKHARI à l'est et la commune de DERRAG à l'ouest, Environ 100 km de la ville de Médéa.

La superficie de la zone d'étude est environ de 31ha.



SOURC BET EHUE



Source BET EHUE MEDEA

Figure I.2 Situation de la zone d'étude

I.4 Situation Relief

La topographie du terrain, dans la zone de notre étude est caractérisée par des pentes Robuste et difficile, elles varient de 0% à 25%.

I.5 Situation Géologique

Les formations prédominâtes dans la commune d'OULED HELLAL sont des marnes (marnes grises franches) et des argiles (extrait de la carte géologique de l'OUARSENIS oriental).

I.6 Situation Séismicitéque

Le territoire communal d'Ouled Hellal se situe dans une zone sismique classée en Zone II A, selon la carte sismique du nord de l'Algérie.

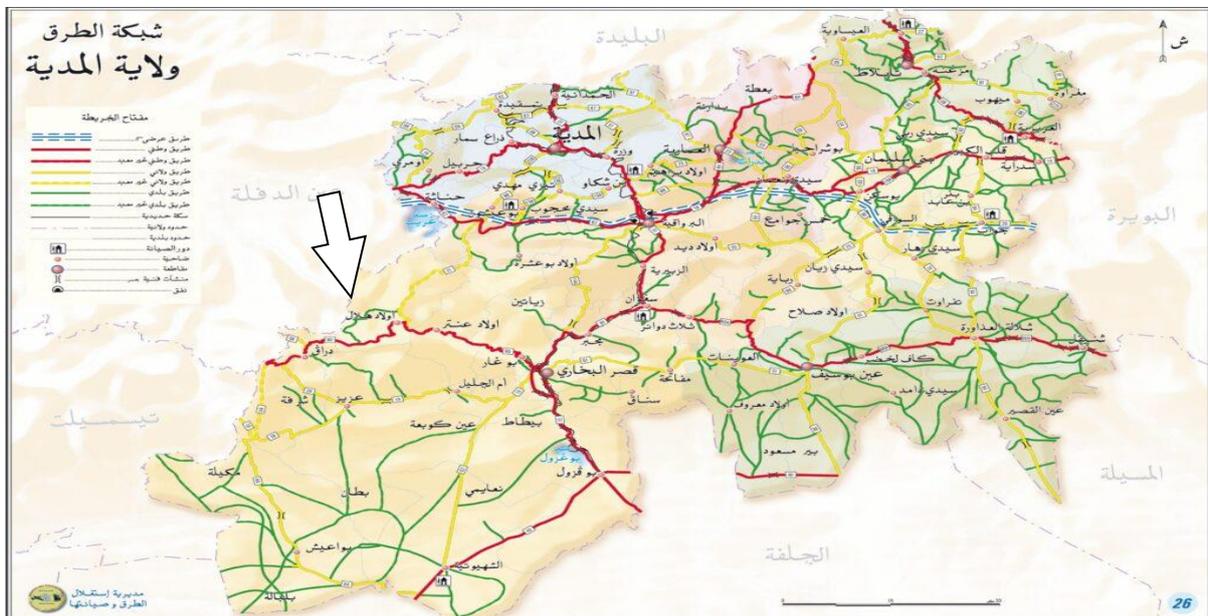


Figure I-3 : Carte sismique de medea (RPA 99)

I.7 Situation Hydrologique

Notre site est pratiquement incliné au côté sud ver côté Nord. Le relief de La ville D'OULED HELLAL favorise surtout l'écoulement pluvial par simple gravité ou la collecte de ces débits nécessite des petits ouvrages de drainage.

La ville d'OULED HELLAL présente des reliefs uniformes, avec une pente variant de (0 à 15%) dont les altitudes varient de 1005 à 1270 m.

I.8 Situation Climatologique

I.8.1 Climat :

La commune d'OULED HELLAL est soumise à un climat méditerranéen continental semi-aride, caractérisé par une saison estivale sèche de 4 à 5mois aux

températures élevées, une saison hivernale froide et pluvieuse et régime pluviométrique irrégulier.

I.8.2 Humidité :

La densité bénéficie d'un climat bien plus humide que le reste de la daïra, en raison de sa position géographique et de son orientation. La neige y est fréquente, en particulier entre les mois de décembre et mars.

Tableau (I-2) : Humidités moyennes mensuelles (2006-2010)

Moins	sept	oct	nov	déc	janv	fév	mars	avril	mai	Juin	juill	Aout
Humidité (%)	51.5	56	65.3	72.5	68.8	57.1	57.3	50.8	45.2	39.5	34	36.3

Source: B.E.T.H

I.8.3 Température :

Pour les températures, leur maximum dépassé les 40°C, culminant pendant le mois de juillet, cependant elles peuvent descendre jusqu'à -2°C pendant le mois de janvier et février.

I.8.4 Pluviométrie :

Les précipitations annuelles varient entre 450 et 600mm/an.

on opte la station Ksar El Boukhari qui se trouve à 41 km au sud de notre zone d'étude les mêmes indicateurs climatiques.

Le tableau suivant (Tableau I-6) présente les précipitations moyennes mensuelles sur une période d'observation de 42 ans (1975-2017) :

Tableau (I-6) : Précipitations moyennes mensuelles (1975-2017)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil	Août	Total
P (mm)	10.3	11.79	12.68	12.61	14.81	11.51	13.05	12.84	10.21	5.39	2.68	5	118
P (%)	8	1	10.74	10.68	12.55	9.75	11.05	10.88	8.65	4.56	2.27	4.23	100

Source : ANRH

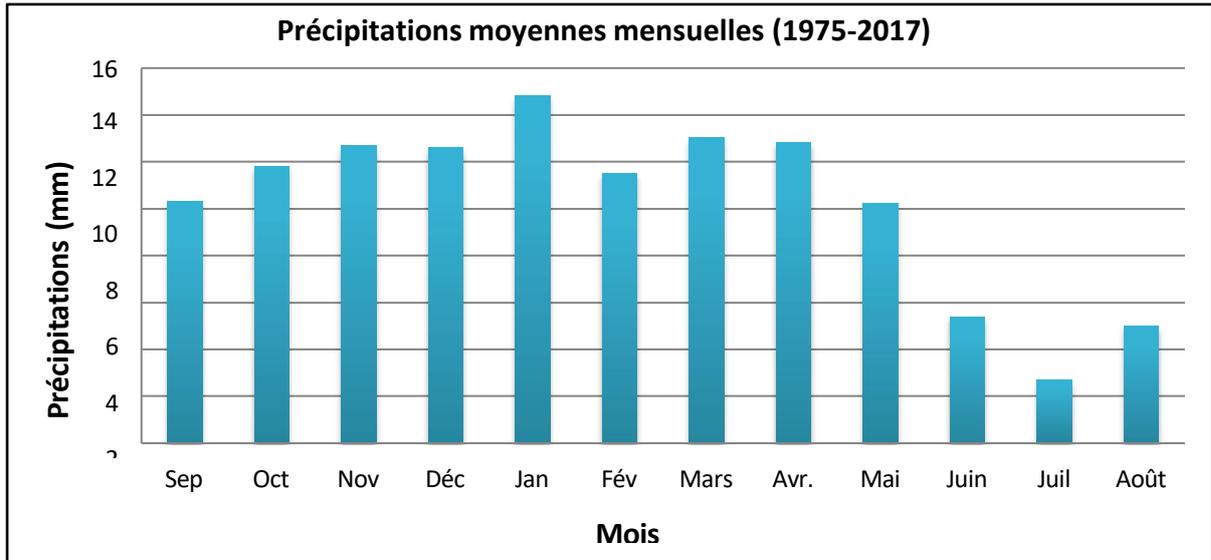


Figure (I-10): Précipitations moyennes mensuelles (1975-2017)

I.9 Situation Géotechnique :

La combinaison de la carte des pentes, des reliefs, des servitudes et la carte géologique nous permet d'élaborer la carte géotechnique, qui nous montre Urbaines existantes dans la zone de notre étude.

I.10 Conclusion :

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

Chapitre II : Diagnostic du système d'évacuation

II.1 Introduction

Les éléments qui constituent un réseau d'assainissement, sont soumis à des sollicitations en continu qui les détériorent peu à peu. Les causes majeures pour qu'un réseau d'assainissement ne réponde plus à ces fonctions sont :

- Effondrement de certaines conduites dû aux efforts physiques excessifs qu'elles subissent trafic routier ;
- Rétrécissement des sections des conduites ou leur obturation à cause des dépôts.
- Erosion des parois internes des conduites par certains gaz comme l'H₂S.

L'étude diagnostic est un ensemble d'opérations effectuées sur le terrain, pour déceler les Disfonctionnement et proposer les travaux correspondants.

II.2 Généralités

Le diagnostic est une évaluation de la situation basée sur l'analyse d'indicateurs. Il doit fournir un aperçu simplifié mais réaliste de la situation, permettant aux différentes parties prenantes de :

- Un état des lieux partagé.
- Identifiez et organisez les problèmes et les défis qui doivent être résolus.
- Déterminer les emplacements et les priorités de travail impliqués dans la mise en place d'un service d'assainissement.

Le diagnostic doit inclure :

- Diagnostiquer l'état du réseau (pas de fuite d'eau, état mécanique) et les éventuels problèmes observés.
- Un inventaire des industries et des installations connectées au réseau.
- Quantification des flux de pollution combinés.
- Évaluation des débits majeurs et des débits d'onde de tempête.
- Conditions requises pour modifier ou restaurer le système.

II.3 Les types du diagnostic

Il existe deux types de diagnostic étroitement liés et complémentaires, car les problèmes de l'un peuvent avoir des conséquences sur l'autre.

- **Diagnostic fonctionnel** : Basé sur l'efficacité hydraulique (débits et flux polluants), ce diagnostic évalue le transfert des effluents sans perte ni dégradation.
- **Diagnostic structurel** : Focalisé sur l'état de la structure et l'aspect physique du système, ce diagnostic examine la pérennité des ouvrages et les dommages éventuels pouvant résulter de leur dégradation. Il concerne les regards, déversoirs, postes de relèvement et les tronçons de collecteurs.

II.4 Etapes de réalisation

II.4.1 Pré-reconnaissance :

La pré-reconnaissance constitue la première étape de mise à jour du plan. Elle consiste en un parcours de terrain afin de recenser tous les éléments visibles (regards, avaloirs, rejets, ouvrages spéciaux visibles) et d'apprécier la topographie pour déterminer les logiques d'écoulement gravitaire.

A cette occasion, les avaloirs sont observés afin de déterminer leur degré d'obstruction, et d'appréhender la problématique d'obstruction au drainage des eaux pluviales.

II.4.2 Reconnaissance détaillée :

Après l'étape de pré-reconnaissance, l'examen des plans existants permet, par comparaison avec le plan issu de la pré-reconnaissance, de révéler des incertitudes à mettre à jour dans la présente étape de reconnaissance détaillée

II.4.3 Campagne de détection des regards :

La campagne de détection des regards fait partie de la reconnaissance détaillée. Elle permet de mettre à jour certaines parties du réseau non visibles. Les investigations sont ciblées grâce aux plans existants sur des parties stratégiques (Pentes faibles, longues distances sans regards...).

II.4.4 Choix des regards à inspecter :

Le choix des regards à inspecter a été déterminé selon deux critères majeurs correspondant aux deux objectifs :

- Les besoins liés aux connaissances fonctionnelles et structurelles des réseaux d'assainissement afin d'établir un plan le plus juste possible.
- Les besoins liés aux connaissances fonctionnelles et structurelles nécessaire à la construction du modèle numérique et à son calage.

Les critères de besoins en inspection détaillée des regards liés à la connaissance structurelle et fonctionnelle du système d'assainissement sont les suivants :

- Tête de réseau.
- Point haut.
- Nœuds principaux.
- Changement de diamètre.
- Rupture de pente topographique importante ayant des impacts potentiels sur les réseaux d'assainissement (chute, changement de diamètre, ...).
- Ouvrage de régulation.
- Aval immédiat d'un exutoire du réseau.

Les critères de besoins liés à la modélisation sont ceux cités ci-dessus qui se complètent par les éléments suivants :

- Connaissance fonctionnelle du réseau comme le niveau d'encombrement, de dépôt et le niveau de mise en charge du réseau.
- La notion de rupture de pente et des changements de diamètre qui implique de retenir sur une section rectiligne un regard sur trois environ.

II.5 Etat des regards

Le réseau d'assainissement de la ville d'OULED HELLAL enferme dans sa totalité 152 regards.

La profondeur maximale est de 2.3 m et la distance entre les regards varie de 10 à 50 m.

A partir des images prises, nous avons trouvé les cas suivants:

- Absence de tampons pour certains regards .
- Regard à sec et rempli des déchets solides.
- Regards toujours remplis d'eaux usées.

Tableau II.1 Etat des regards

N° de regard	Profondeur (m)	Etat de regard
76	1	Mauvais état
74	1	
35	1	
17	1.5	
20	1.1	
31	1	

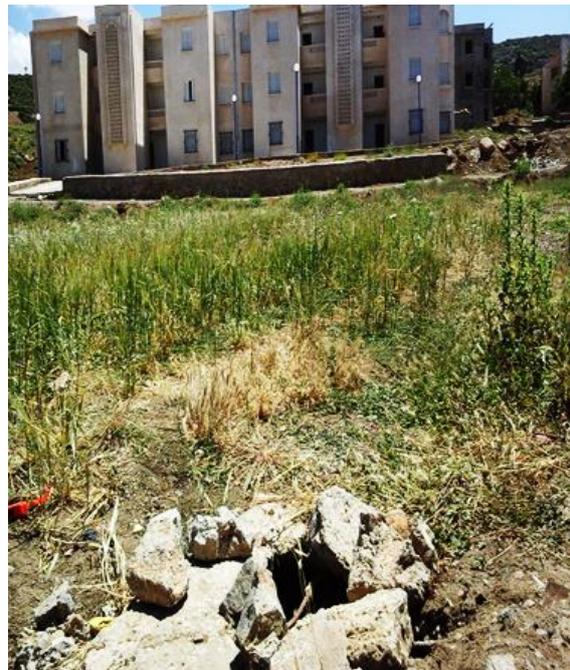
Source : BET Médéa

II.6 Accessoire de réseau

II.6.1 Regard : Un des problèmes réside dans le fait que de nombreux regards sont manqué du tampon ou cassé.



Le 10/05/2024



Source : BET EHUE Médéa



Le 10/05/2024

Source : BET Médéa

Figure II.1 Les problèmes d'obstruction Par la pierre et cassé la dalle De regard.

II.6.2 Grille avaloir : D'après notre visite sur les lieux on a remarqué l'absence des Avaloirs Sur les rues.



Source : BET Médé

Le 10/05/2024

Figure II.2 L'absence des Avaloirs Sur les rues.

II.7 Etat des collecteurs

Le réseau d'assainissement d'Ouled Hilal est constitué d'ensembles circulaires d'une longueur totale d'environ 4 303 km, répartis comme suit :

- **Dimensions** : La majorité des tuyaux circulaires ont un diamètre de 300 à 400.
- **Matériaux** : Tuyaux principalement en béton .

Tableau II.2 Etat des collecteurs

Collecteur	Diamètre (mm)	Regard	ETAT
CP02	300	R3-R4	Mauvais état
	300	R4-R5	
	400	R5-R6	
	400	R6-R7	
	400	R7-R8	
	400	R8-R9	
	400	R9-R10	
	400	R10-R11	
	400	R11-R12	
	400	R13-R14	
	400	R15-R16	
	600	R17-R18	
	800	R20-Rejet	
Cp1	400	R40-R41	
	400	R41-R42	
	400	R46-R47	
	400	R47-R48	
	300	R141-R131	
CS01	400	R66-R67	
	400	R68-R69	
	400	R69-R46	
CS07	400	R91-R92	
	400	R93-R94	

Source : BET Médéa.



Le 10/05/2024

Source : BET Médéa

Figure II.3 Le collecteur du regard 19 au rejet n°01 est cassé

II.8 Etat de rejet

Les eaux usées et pluviales collectées par les réseaux de la ville, sont rejetées vers le milieu récepteur (le milieu naturel).

- Les rejets de la ville d'OULED HELLAL

Rejets Ancien



Le 10/05/2024

Source : BET Médéa

Rejets Nouveau



Le 10/05/2024

Source : BET Médéa

Figure II.4 Les rejets de la ville d'OULED HELLAL

II.9 Conclusion :

L'analyse des données disponibles sur le réseau d'assainissement de la vieille ville d'Al Hilal permet de tirer les conclusions suivantes :

En général, l'état du réseau est mauvais, bien qu'il y ait quelques problèmes mineurs qui n'affectent pas de manière significative le bon fonctionnement du réseau

- Rénovation des anciens collecteurs et renforcement des petits collecteurs [CP02, Cp1, CS01, Cp07].
- Entretien des regards et en particulier de leurs ouvertures

Chapitre III : Etude hydrologique

III.1 Introduction

Une étude hydrologique est une étude approfondie du comportement, de la distribution, du mouvement et des caractéristiques de l'eau dans une zone géographique ou un bassin versant spécifique. Ces études sont nécessaires pour comprendre le cycle hydrologique, évaluer les ressources en eau et gérer les aléas et risques liés à l'eau. L'étude hydrologique est également considérée comme un élément important dans le calcul du réseau d'assainissement.

III.2 Choix de la période de retour

La période de retour détermine la fréquence à laquelle se produisent des précipitations d'une certaine intensité. Par exemple, selon les statistiques, les précipitations décennales surviennent une fois tous les 10 ans. Dans le domaine du traitement des eaux usées, une période pluviométrique décennale est généralement choisie comme référence.

Ce choix est le résultat d'un équilibre judicieux entre les coûts associés à la construction et à l'entretien des réseaux de santé et la nécessité de les protéger des risques potentiels et des risques pouvant survenir en cas de défaillance.

III.3 Détermination de l'intensité moyenne de précipitation

Les données utilisées en hydrologie urbaine prennent rarement en compte les caractéristiques spécifiques du projet étudié.

Lors de l'analyse des précipitations, il convient d'établir d'abord l'intensité moyenne, puis d'estimer la valeur maximale en fonction du rapport entre la hauteur d'eau tombée Δh et la durée Δt :

$$I_m = \frac{\Delta h}{\Delta t} \quad (\text{III.1})$$

Avec :

I_m : intensité moyenne en mm/h.

Δh : hauteur de pluie tombée pendant la durée Δt .

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

- Analyser les données pluviométriques et faire le choix du type de loi à laquelle il faut ajuster nos résultats.
- Calculer les paramètres de la loi choisie et vérifier son adéquation.
- Calculer la valeur de l'intensité moyenne de précipitation.

III.4 Évaluation de l'intensité moyenne des précipitations

III.4.1 La série des données pluviométriques

Pour l'étude des précipitations en assainissement, il est nécessaire de disposer d'une série pluviométrique comprenant les précipitations journalières maximales sur la période la plus longue possible.

tableau II.1. Identification de la station de ouled hellal

Station	Code	X (Km)	Y (Km)	Z(m)	Nombre observations	Période observations
Ouled Hellal	011604	482.25	293.3	1240	30	1990-2020

Source : ANRH blida

L'analyse statistique est effectuée en utilisant un échantillon ou une série d'observations qui s'étendent sur une période de 30 ans. Les données de la série sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III.2 Précipitation mensuelles et les maxims journaliers pour 30 années

Année	Précipitations maximales journalières (mm)												Max.
	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	
90/91	5.3	14.5	17.8	27	37	56.5	17.7	11.5	8	10.8	5.9	3.3	56.5
91/92	11.3	25.5	15.5	9.9	147	4	17	38.2	22.8	13.3	3.2	1.5	147
92/93	4	30	30	22.5	11	17.1	10.5	15.7	13.6	0	2.7	1.6	30
93/94	26.3	7.3	37	21	77.5	21	1.3	23.2	6.5	0	0	0	77.5
94/95	34.1	40.5	29.6	21	67	18.5	32.4	4.9	7	12.6	0	9.7	67
95/96	17.8	20	19.5	45.4	30.5	32.8	19.5	32.5	15	10	4	2	45.4
96/97	18	19.1	5.6	24	13.2	10.2	7.7	25.5	15	0	0	13	25.5
97/98	16.5	41.1	41.2	36	11	20.5	14.5	40	41.5	1.5	0	0	41.5
98/99	38	17.5	23	17	31.7	42.3	22.5	7	16.2	4.2	0	1	42.3

Tableau III.2 Précipitation mensuelles et les maximas journaliers pour 30 années(suite)

99/00	4.8	14	20.3	43.5	6.4	2.5	3.1	11	12.8	0	0	0	43.5
00/01	14.5	31.3	33.7	8.8	63.9	17	1.5	37	9	0	1.5	0.5	63.9
01/02	10.2	3.5	20	17.1	20.6	15	13.5	13.4	7.2	0.8	3.2	10	20.6
02/03	6.2	13	28.5	32.5	38.5	60.2	3.7	33	14	1.9	1.8	12	60.2
03/04	26.1	11.8	47.5	31.5	19.7	15.1	33	18	19.2	6.5	3.6	3.7	47.5
04/05	11.3	15.8	66.5	40	20	23.6	11.8	9.8	3.2	0	0	0	66.5
05/06	17.6	54	12.8	23.7	28.5	15	12.9	11.5	125	2	5.9	3.2	125
06/07	18,8	3,4	7,3	12,4	6,9	3	63,1	13,3	15,4	0	0	11,7	63,1
07/08	5,7	19,6	0	5	4,9	15,3	14,2	5,8	17	7,6	2	3,1	19,6
08/09	12,1	16,8	5,8	5,3	9,3	3,6	27,4	17	5	0	0	2,6	27,4
09/10	35	10,5	11,4	22	8,7	6	17	2	13	9	1,5	4,4	35
10/11	0	9,3	11,5	10,5	9,6	10,2	14	7,6	16,5	14	9,2	0	16,5
11/12	0	25	16	8,2	4,5	7,2	20	17,5	2	0	0	0	25
12/13	3,9	11,7	32	1	11	20,7	16	37	13	0,5	2,5	1	37
13/14	3,7	10,3	14,7	15	13,2	6,7	22,1	0	0	12,5	0	0	22,1
14/15	4,5	0	15	13,2	11	32	7,8	0	9,3	0	0	0,8	32
15/16	4,5	0	15	22,1	11	32	7,8	0	9,3	0	0	0,8	22,1
16/17	19,4	10	2	0	16,3	8,3	14	25,7	32	1,5	0,3	0	32
17/18	3,3	5,7	14	27,5	19,6	10,2	6	5,8	16	3,5	1	0	27,5
18/19	3,6	6,1	4	5	8,5	5	13,7	21,3	9,6	0	0	12	21,3
19/20	3,4	6,5	10	16,2	12,8	14,6	10	24,5	12,3	0	0	4	24,5

d'observation (mm) Source : ANRH Blida

III.5 Etude des précipitations maximales journalières

L'étude des précipitations maximales journalières, incluant l'ajustement statistique, consiste à analyser et interpréter les données pluviométriques à l'aide de méthodes statistiques avancées. Son objectif principal est de déterminer avec précision l'intensité des précipitations extrêmes. Les principales étapes de cette étude sont les suivantes :

- Classer la série des précipitations par ordre croissant.
- Choisir la formule de probabilité empirique.
- Calculer des caractéristiques de la série.
- Choix des lois d'ajustement.
- Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

III.5.1 Les caractéristiques de cette série :

➤ **La moyenne :**

La moyenne interannuelle des précipitations maximales journalières durant 30 ans d'observations

$$\bar{P}j.max = \frac{\sum Pj.max}{n} = 46,88 \text{ mm} \quad (III.2)$$

➤ **L'écart type :**

Pour n supérieur à 30 ans on a

$$\sigma Pj.max = \sqrt{\frac{\sum (pj.max - \bar{P}j.max)^2}{n}} = 36,14 \text{ mm} \quad (III.3)$$

➤ **Coefficient de variation « Cv »**

$$Cv = \frac{\sigma Pj.max}{\bar{P}j.max} = 0,77 \quad (III.4)$$

Tableau III.3 Les paramètres statistiques de la série pluviométrique.

Caractéristiques	Valeurs
Nombre d'années d'observation	30
Médiane	32
Moyenne	46,88
Ecart-type	36,14

II.5.2 Ajustement de la série :

Les régimes pluviométriques étant très variables, la série des précipitations obéit à une loi asymétrique. Cependant, dans notre étude nous modifierons notre série avec trois lois différentes en utilisant le programme HYFRAN. Les lois généralement utilisées sont :

- La loi de GALTON (ou loi Log normale) ;
- La loi de Gumbel ;
- La loi de GEV.

a) Ajustement à la loi de Gumbel

La loi de Gumbel a une fonction de répartition de la forme suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (III.5)$$

En considérant que "y" est la variable réduite de GUMBEL :

$$y = \frac{X-X_0}{\alpha} = -\ln(-\ln(F(x))) \quad (III.6)$$

Avec :

X : Précipitation maximale journalière (variable étudiée) (mm).

X₀ : Paramètre de position (ordonnée à l'origine) (mm).

α : Paramètre de l'échelle (α > 0) (appelé aussi : gradex).

Le procédé consiste de :

- Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang.
- Calculez la fréquence expérimentale pour chaque valeur de précipitation en utilisant la formule de Hazen.

$$F(x) = \frac{m-0.5}{N} \quad (III.7)$$

Avec :

M : rang de précipitation.

N : nombre d'observation.

- Calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :

$$y = -\ln(-\ln(F(x))) \quad (III.8)$$

- Calculer les paramètres d'ajustement « α » et « x₀ ».
- Représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur papier GUMBEL.

✚ **Calcul des paramètres d'ajustement de la loi de GUMBEL :**

- La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = \alpha y + x_0 \tag{III.9}$$

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

$$\alpha = 14.3912 ; \quad x_0 = 33.9136$$

- Résultats d'ajustement à la loi de Gumbel :

Tableau III.4 : Résultats d'ajustement à la loi de Gumbel

T	q	X _t	Confidence intervalle (95%)
100.0	0.9900	100	78.7-122
50.0	0.9800	90.1	71.7-108
20.0	0.9500	76.7	62.3-91.0
10.0	0.9000	66.3	54.9-77.7
5.0	0.8000	55.5	47.1-63.9

Source : Hyfran plus

Avec :

T : période de retour.

q : probabilité au non-dépassement.

X_t : valeur théorique.

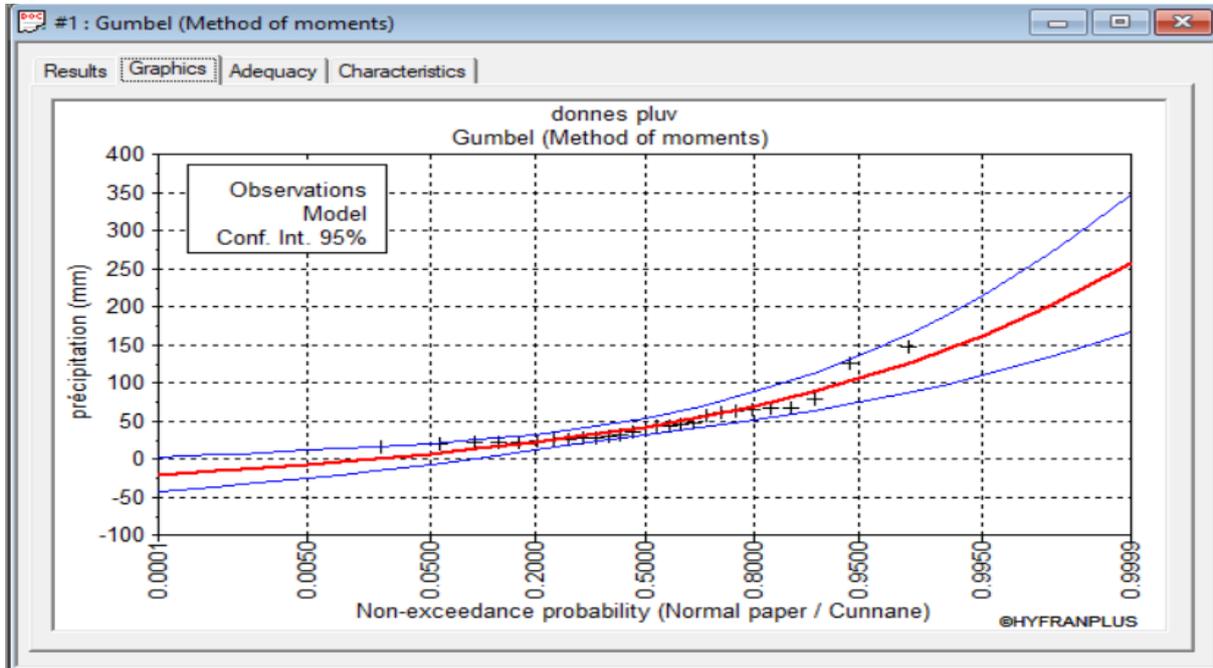


Figure III.1 Résultats de l'ajustement de la loi de Gumbel.

b) Ajustement à la loi de Galton (log-normal)

La fonction de répartition de la loi Log-normale :

$$f(x) = \sqrt{2\pi} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du \quad (III.10)$$

Tel que u est la variable centrée réduite de Gausse :

$$u = \frac{\ln(x) - \overline{\ln(x)}}{\sigma_{\ln(x)}} \quad (III.11)$$

Avec :

x : variable étudiée (Pjmax).

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

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

- L'expression de quantile est alors :

$$\ln(x) = u\sigma_{\ln(x)} + \overline{\ln(x)} \quad (III.12)$$

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

$$\ln(x) = \sigma_{\ln(x)} 0.434169 \quad (III.13)$$

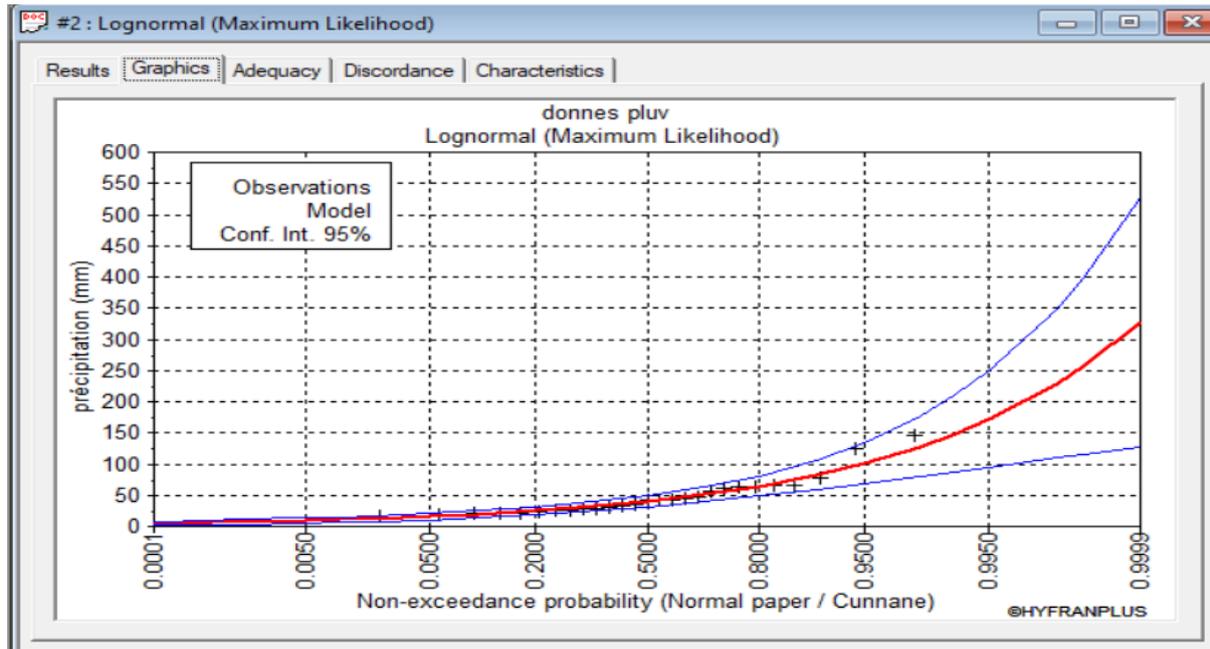
Résultats de l'ajustement à la loi de Galton :

Tableau III.4 Résultat de l'ajustement à la loi de Galton.

T	Q	Xt	Confidence intervalle (95%)
100.0	0.9900	149	86.9-211
50.0	0.9800	128	79.0-176
20.0	0.9500	101	67.8-135
10.0	0.9000	82.5	58.6-106
5.0	0.8000	64.3	48.3-80.4

Source : Hyfran plus

Figure III.2 Ajustement graphique à la loi log-normal.



III.6 Test d'adéquation

Une fois que les données ont été ajustées conformément aux trois lois, il est essentiel d'évaluer l'adéquation de ces lois afin de déterminer le meilleur ajustement. Nous avons opté pour le test du Khi carré (χ^2), on compare les résultats obtenus par le logiciel HYFRAN avec les résultats obtenus par la table de Pearson (Annexe1).

La loi est adéquate si et seulement si χ^2 calculé < χ^2 théorique.

Pour une probabilité 1- α Soit 95%.

Tableau III.5 Les résultats du test d'adéquation.

Loi statistique	Degré de liberté	χ^2 calculé	χ^2 théorique	Condition
Loi de Log normal	3	3.85	7.81	Vérifiée
Loi de Gumbel	3	2.15	7.81	Vérifiée

Le test du Khi carré confirme que les lois log-normale (Galton), et de Gumbel sont adéquates, comme le montre le tableau précédent.

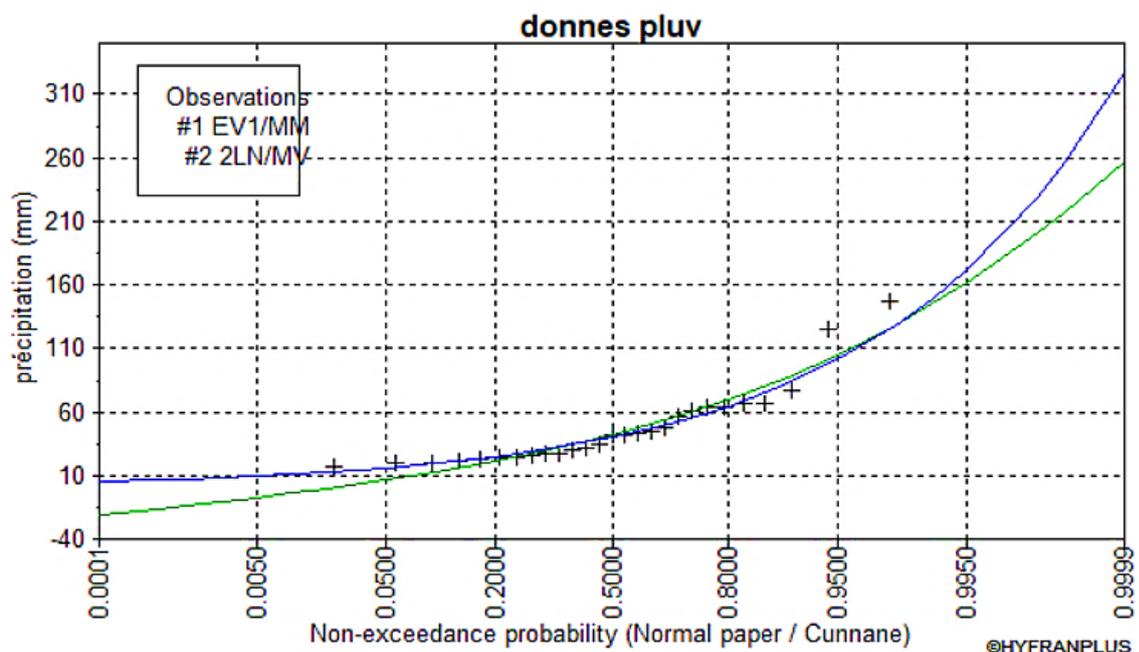
Par conséquent, il est possible de conclure que la série s'ajuste aux deux lois, mais il faut choisir la loi la plus adaptée. Afin d'accomplir cela, on réalise un test graphique qui se base sur une analyse visuelle des graphiques d'ajustement. Il s'agit d'évaluer la cohérence des

points sur le papier de probabilité, dans le but de sélectionner la loi qui présente le meilleur alignement, sans être altérée.

Étant donné que de nombreuses études en Hydrologie ont démontré que la loi Log-normale est la plus adaptée pour le Nord de l'Algérie, il est donc logique d'opter pour cette loi : La loi de Galton (log-normal).

II.7 Test graphique

Figure III.3 Comparaison entre les différentes lois d'ajustement.



III.8 Calcul de la valeur de l'intensité à une période de retour donnée

Pour notre étude, nous allons déterminer les quantités de pluie de courte durée et leur intensité. Cette conclusion repose sur les résultats obtenus pour donner suite à l'ajustement conformément à la loi Log normal. Les précipitations de courte durée sont calculées en fonction des pluies maximales quotidiennes, selon la formule suivante :

$$P_{t,p\%} = P_{Max,j} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (III. 17)$$

Avec :

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

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

t : durée de l'averse (h).

b : exposant climatique ; $b = 0.32$ pour la zone d'étude.

- Intensités moyenne des précipitations de courte durée :

Pour déterminer l'intensité moyenne " $i_{t, p\%}$ " des précipitations " $P_{t, p\%}$ " de courte durée " $t(h)$ " à une fréquence de dépassement donnée " $p\%$ ", nous appliquons la formule de Montanari :

$$i_{t, p\%} = \frac{P_{t, p\%}}{t} \left(\frac{mm}{h} \right) \quad (III. 18)$$

Selon les valeurs de loi de log-Normal :

$$P_{15, 10\%} = P_{Max, j} \left(\frac{t}{24} \right)^b = 51.8 \left(\frac{0.25}{24} \right)^{0.28} = 19.14$$

$$i_{15min, 10\%} = \frac{P_{15min, 10\%}}{t} = \frac{19.14}{0.25} = 76.59 \left(\frac{mm}{h} \right)$$

$$i_{15min, 10\%} = \frac{76.59 \times 10000}{3600} = 212.75 \left(\frac{\frac{l}{s}}{ha} \right)$$

III.9 Conclusion :

L'étude hydrologique a permis de déterminer l'intensité moyenne des précipitations. Pour déterminer le dimensionnement de notre réseau d'assainissement, nous utiliserons l'intensité pluviométrique sur 15 minutes avec une fréquence de 10%, déterminée à partir de Galton : **$i_{15 \text{ min}, \%} = 76.59 \left(\frac{\text{mm}}{\text{h}} \right)$** . La valeur de l'intensité pluviométrique nécessaire à l'évaluation des débits d'eaux pluviales est : **$q = 212.75 \left(\frac{\text{l}}{\text{s ha}} \right)$**

Ces résultats ont été cruciaux pour la conception optimale de notre réseau, assurant une protection efficace contre les fortes pluies qui se produisent tous les dix ans. Cela nous permet de contrôler et de gérer efficacement les eaux de ruissellement, en soutenant notre objectif de nettoyage et de préservation de l'environnement.

Chapitre IV : Calcul de base

IV.1 Introduction

Le traitement des eaux usées municipales est un procédé visant à éliminer les eaux usées Provenant de diverses sources, qu'il s'agisse de zones urbaines ou de centres d'activités, De manière efficace, économique et sans risque de stagnation.

L'objectif est d'éviter que ces émissions ne provoquent une quelconque pollution de L'environnement. Dans ce cas, il est nécessaire de concevoir un système d'assainissement adapté, Ce qui nécessite de suivre certaines étapes préalables, dont des calculs de base.

Ces données concernent la subdivision la plus fine de la population dans la période de calcul sélectionnée, en utilisant une grille et en subdivisant les zones en surfaces de départ pour améliorer la précision de l'estimation du coefficient de ruissellement.

IV.2 Situation démographique

L'assainissement comprend l'ensemble des méthodes utilisées pour collecter, transporter et traiter les eaux usées et les eaux de pluie avant de les rejeter dans l'environnement ou de les réutiliser.

La méthode de calcul de la population s'appuie sur les données du pré-recensement de 2008. Notre étude doit prendre en compte la répartition spatiale actuelle de la ville d'Ouled Hellal, ainsi que les projections d'urbanisation sur une période de 30 ans à compter de 2024.

Cette approche est mise en œuvre à l'aide de la formule suivante :

$$P = P_0 \cdot (1 + T)^n \quad (IV.1)$$

Avec :

P : Nombre d'habitants à l'horizon futur (2054).

P₀ : Nombre d'habitants à l'année de base 2008 (P₀ = 2500 hab).

T : Taux d'accroissement est de 2,4 %.

N : Ecart des années entre les deux horizons (2024-2054)

n = 30 ans.

Tableau IV.1 Evolution de la population de Ouled Hellal

Année	2008	2024	2054
Taux d'accroissement %	2,4		
Population	2500	5093	10375

IV.3 Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires

Cette étape est cruciale pour réduire les erreurs dans le calcul du coefficient de ruissellement, et il est essentiel que les surfaces découpées présentent une homogénéité naturelle.

Lors du découpage d'un site en sous-bassins élémentaires, les éléments suivants sont pris en compte :

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

IV.4 Systèmes d'assainissement

L'assainissement urbain comprend une gamme de méthodes visant à évacuer efficacement les eaux usées d'une communauté, principalement par des moyens hydrauliques.

Ce système remplit deux rôles fondamentaux :

- D'une part, il assure la gestion de l'eau urbaine en l'évacuant en période de pluie ou de temps sec pour protéger l'environnement urbain.
- D'autre part, il contribue au maintien de l'équilibre environnemental en protégeant les écosystèmes naturels.

Les eaux sont recueillies à l'intérieur des propriétés par un réseau de canalisations souterraines, puis transportées par gravité vers un réseau d'égouts publics. Ces égouts garantissent l'évacuation des eaux vers un point de déversement qui préserve la salubrité publique.

On distingue différentes catégories d'eaux usées à savoir :

- Eaux de pluie ;
- Eaux industrielles ;
- Eaux ménagères ou eaux grises

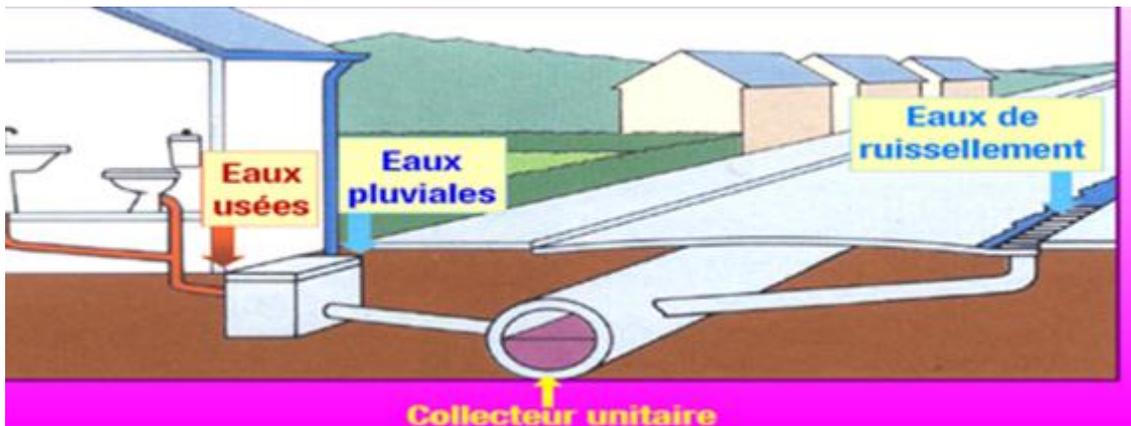
IV.5 Différents systèmes des réseaux d'assainissement

L'évacuation des eaux usées (domestiques, industrielles) et des eaux pluviales peut se faire au moyen de trois systèmes principaux sont :

- Système unitaire ;
- Système séparatif ;
- Système pseudo séparatif.

IV.5.1 Système unitaire

Ce système regroupe dans une même canalisation les eaux usées provenant des ménages et des industries, ainsi que les eaux de pluie. Pour assurer cette gestion intégrée, il nécessite la mise en place d'infrastructures conséquentes telles que des stations d'épuration et des ouvrages capables de gérer les débits lors de ruissellements importants.



Source BET EHUE

Figure IV.1 Réseau unitaire

IV.5.2 Système séparatif

Ce système comprend deux réseaux :

- Un réseau pour évacuer les eaux pluviales vers un cours d'eau.
- Un réseau pour évacuer les eaux d'égout ménagères et certains effluents industriels après traitement.

Ces deux réseaux ont fréquemment des tracés différents à l'exception de certains tronçons.



Source BET EHUE

Figure IV.2 Réseau séparatif

IV.5.3 Système pseudo-séparatif

Ce système implique la création d'un réseau séparatif spécifique, où une partie des eaux pluviales, telles que celles provenant des toitures et des cours intérieures, sont dirigées vers le réseau d'évacuation des eaux usées. En parallèle, un réseau distinct est dédié à la collecte des eaux de ruissellement provenant des chaussées et des bassins versants par drainage.

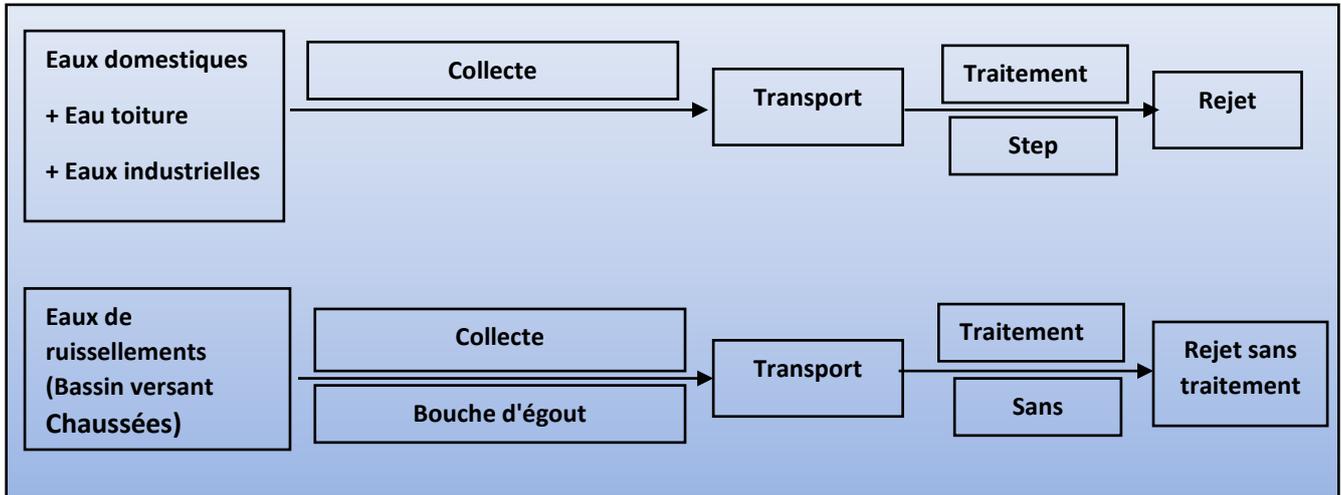


Figure IV.3 schémas de principe d'un réseau pseudo- séparatif

IV.6 Avantages et Inconvénients des trois systèmes de réseaux

Ils sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 Avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux

Systeme	Avantages	Inconvénients
Réseau unitaire	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Une seule conduite (coût faible) ▪ Pas d'encombrement du sous-sol. ▪ L'auto-curage est assurée. ▪ Pas de faux branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Rejet intempestif ▪ Perturbation du fonctionnement de la station d'épuration (EU+EP). ▪ Gros diamètre ▪ Coût de fonctionnement élevé de la Step
Réseau séparatif	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Station d'épuration est simplement dimensionnée pour des débits de pointes ▪ Bon fonctionnement de la Step ▪ Pas de rejet d'EU vers le milieu naturel ▪ Coût de fonctionnement qui est faible sur la Step. ▪ Evacuation non rapide et non efficace des eaux usées 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Encombrement du sous-sol ▪ Coût pour deux réseaux ▪ Problème de faux branchement ▪ Problème de dépôt et le manque d'auto-curage pour le réseau d'EU
Réseau pseudo Séparatif	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Possibilité de collecter les eaux de petite pluie ▪ Remédier au problème d'encrassement ▪ L'auto-curage est assurée. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Encombrement du sous-sol ▪ Coût pour deux réseaux ▪ Problème de faux branchement ▪ Problème de dépôt et le manque d'auto-curage pour le réseau d'EU

IV.7 Choix du schéma d'évacuation

Le choix du système d'assainissement doit prendre en compte plusieurs éléments :

- La topographie du terrain et les mesures prises en conséquence.
- En cas d'extension du réseau, il est essentiel de considérer le système déjà en place.
- Les implications économiques, incluant les coûts d'investissement ainsi que les frais d'entretien, d'exploitation, et de gestion des installations, y compris le pompage des eaux usées.
- Les considérations urbanistiques à long terme, comme la répartition future des quartiers résidentiels, commerciaux et industriels.
- La topographie du terrain et les mesures prises en conséquence.

IV.7.1 Les différents schémas d'assainissement :

Parmi les schémas d'évacuation, nous distinguons :

IV.7.1.1 Schéma perpendiculaire

Ce système est également appelé système de drainage direct. Il est utilisé pour les eaux pluviales provenant de réseaux distincts où aucun traitement n'est prévu. L'eau s'écoule directement dans le ruisseau le plus proche.

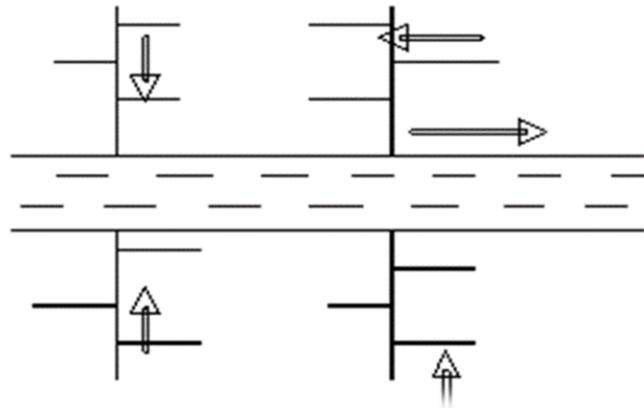


Figure IV.4 Schéma perpendiculaire

IV.7.1.2 Schéma par déplacement latéral

Il est aussi connu sous le nom de système à collecteur latéral. Dans ce dispositif, les eaux sont captées par un canal parallèle au cours d'eau principal, puis dirigées vers un collecteur.

Son objectif est de dévier les effluents en aval de l'agglomération. Cependant, son inconvénient majeur réside dans le besoin fréquent de stations de pompage pour son fonctionnement.

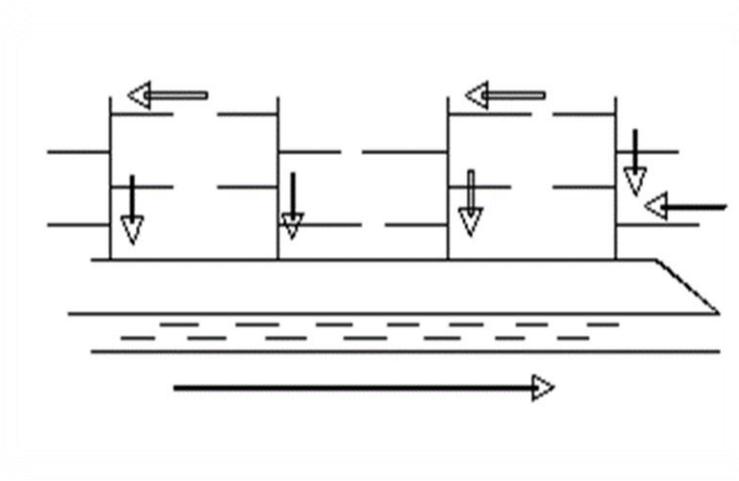


Figure IV.5 Schéma par déplacement latéral

IV.7.1.3 Schéma transversal ou oblique

Il est doté de réseaux secondaires qui se déploient en ramifications le long du ou des collecteurs principaux. Ces réseaux présentent une pente plus prononcée, facilitant ainsi le transfert gravitaire des effluents plus loin en aval par rapport au système précédent.

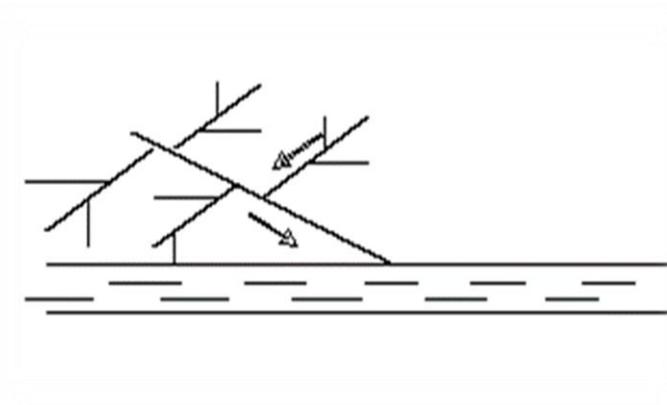


Figure IV.6 Schéma à collecteur transversal

IV.7.1.4 Schéma par zones étagées

Il est employé pour contourner l'utilisation d'un réseau sous pression, surtout dans les zones urbaines étendues où la pente naturelle est limitée.

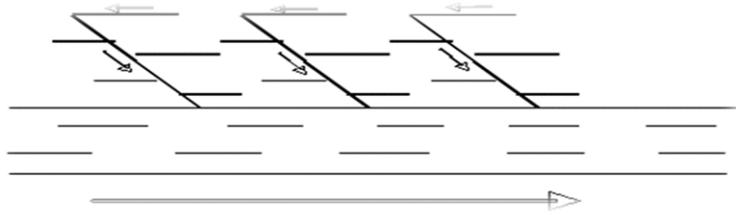


Figure IV.7 Schéma à collecteur étagé

À partir d'un point central, le réseau converge pour refouler les effluents vers un émissaire de transport. Ces configurations sont particulièrement adaptées aux zones au relief uniformément plat, car elles fournissent une pente artificielle suffisante aux canalisations.

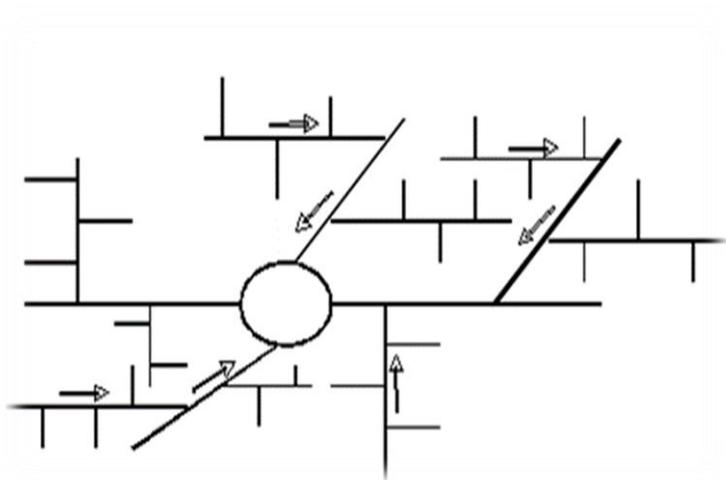


Figure IV.8 Schéma type radial

IV.8 Choix du schéma du réseau d'évacuation

- Facteurs économiques : coûts d'investissement et d'entretien.
- Conditions environnementales : type de rejet et impact sur le milieu récepteur.
- Emplacement des canalisations dans l'espace public.
- L'implantation des canalisations dans le domaine public.

IV.9 Choix du coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement d'une surface donnée, exprime le rapport du volume d'eau qui ruisselle de cette surface au volume tombé sur cette même surface. Il joue un rôle prépondérant dans l'évaluation des débits de pointes pluviaux qui servent au dimensionnement du réseau. Sa valeur varie de 0,05 à 1, elle dépend de plusieurs facteurs :

$$C_r = \frac{\text{Volume d'eau qui ruisselle}}{\text{Volume d'eau tombé}}$$

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

IV.10 Coefficient de ruissellement pondéré dans le temps

Le coefficient de ruissellement pondéré est donné par l'expression :

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i \times C_{ri}}{A} \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

- C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré.
- C_{ri} : Coefficient de ruissellement partiel.
- A_i : Surface élémentaire en (ha).
- A : surface totale en (ha).

Comme une estimation erronée du coefficient de ruissellement conduit à un sou ou sur dimensionnement du réseau, tous ces facteurs doivent être pris en considération pour la détermination de ce dernier.

IV.10.1 Coefficient de ruissellement en fonction des catégories d'urbanisme :

Tableau IV.3 Coefficient de ruissellement en fonction des catégories d'urbanisme

Catégorie d'urbanisation	Coefficient de ruissèlement
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 : ASSAINISSEMENT LA collecte Guerree et GOMELLA

IV.10.2 Coefficient de ruissellement en fonction des caractéristiques des zones d'influence :

Tableau IV.4 Coefficient de ruissellement en fonction des caractéristiques des zones d'influence

Zone d'influence	Cr
Surface totalement couverte	0,90
Trottoirs avec pend de joints	0,85
Trottoir avec joints cimentés	0,75_0, 85
Surface goudronnée	0,25_0, 60
Chemin en gravier	0,10_0, 20
Gares, terrain de sport	0,10_0, 30
Jardin, gazon	0,05_0, 25

Tableau IV.5 Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la population

Densité de population (hab/Km²)	Cr
20	0.20
30_60	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_600	0,70_0,90
600_700	0,70_0,90

Pour notre étude on va choisir le coefficient de ruissellement en fonction des caractéristiques des zones d'influence (type d'occupation du sol).

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 Valeurs de coefficients de ruissellement pour chaque sous bassin

N° SB	Surface : A(ha)	Cr
01	8.56	0.60
02	5.18	0.50
03	4.70	0.40
04	1.30	0,30
05	1.07	0.25
06	1.86	0.30
07	1.9	0.25
Somme :	24.57	

A défaut de connaître le nombre exact du nombre d'habitant de chaque sous bassin, on suit les étapes suivantes afin de pouvoir estimer Ce dernier.

- On calcule le On estime le coefficient de ruissellement.
- Coefficient de ruissellement pondéré total
- On calcul la densité partielle de chaque sous bassin.
- On déduit le nombre d'habitant de chaque sous bassin.

On a la formule suivante :

$$D_i = \frac{C_{ri}.P_t}{C_{rpt}.A} \quad (IV.3)$$

Avec :

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

C_{rpt} : coefficient de ruissellement total pondéré.

C_{ri} : coefficient de ruissellement partiel.

A : surface totale (24.57 ha).

P_t : nombre total d'habitants (19590 hab.) à l'horizon 2054.

Le coefficient de ruissellement pondéré totale pour notre zone :

$$C_{rp} = \frac{5.14 + 2.59 + 1.88 + 0.40 + 0.27 + 0.56 + 0.48}{24.57}$$

$$C_{rp} = 0.46$$

On procède par la suite au calcul du nombre d'habitants correspondant à chaque sous bassin par la relation ci-dessous :

$$P_i = D_i \cdot A_i \quad (IV.4)$$

Avec :

- D_i : Densité partielle du sous bassin considéré en (hab/ha).
- P_i : Population partielle du sous bassin considéré.
- A_i : Surface partielle du sous bassin considéré (ha).

Tableau IV.7 Nombre d'habitants pour chaque sous bassin

N° SB	Surface A(ha)	Cr	Di (hab/ha)	Nombre d'habitant(hab)
01	8.56	0.60	551	4717
02	5.18	0.50	459	2379
03	4.70	0.40	367	1727
04	1.30	0,30	276	358
05	1.07	0.25	230	246
06	1.86	0.30	276	512
07	1.9	0.25	230	436
Somme	24.57	-	-	10375

IV.12. Conclusion :

L'évolution de la population au fil du temps entraîne une augmentation de la consommation d'eau potable et, par conséquent, une hausse significative des rejets d'eaux usées.

Il est donc essentiel de connaître la densité moyenne de la population pour faciliter l'estimation des débits de rejet. De plus, il est important de déterminer la proportion de la zone habitable par rapport à la zone non habitable afin d'estimer le coefficient de ruissellement nécessaire pour déterminer le débit pluvial.

Chapitre V : Estimation des débits à évacuer

V.1 Introduction

Le réseau d'assainissement doit assurer la collecte et l'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées provenant de diverses sources.

Les calculs des débits d'eaux usées portent essentiellement sur l'estimation des quantités de rejets liquides provenant des habitations et des lieux des différentes activités.

L'évaluation quantitative des rejets peut donc se caractériser en fonction du type d'agglomération et des diverses catégories d'occupation des sols.

V.2 Origine et nature des eaux à évacuer

V.2.1 Les eaux usées

On distingue quatre types d'effluents selon la nature des matières polluantes qu'ils contiennent.

Les quatre types :

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

V.2.1.1 Les eaux usées d'origine domestique

Elles sont constituées d'eaux ménagères et vannes, les eaux ménagères englobent les eaux de vaisselle, de lavage, de bain et de douche, les eaux vannes englobent les urines et les matières fécales.

V.2.1.2 Les eaux usées des services publics

Les eaux de lavage des espaces publics sont recueillies par les ouvrages de collecte des eaux pluviales, sauf dans le cas d'un système unitaire, les autres besoins publics seront pris en compte avec les besoins domestiques.

V.2.1.3 Les eaux usées industrielles

Ces eaux proviennent d'installations industrielles et sont composées de produits chimiques (acides et bases), de toxines et d'huiles qui peuvent endommager les systèmes de collecte et ralentir l'écoulement des eaux usées.

La quantité d'eau industrielle peut être évaluée en fonction de plusieurs facteurs

- Nature de l'industrie : (fabrication ou transformation).
- Industrie manufacturière : (usines de recyclage).

Outre la quantité à évacuer, certains paramètres doivent toujours être pris en considération, savoir :

- La température de l'eau chaude est inférieure à $< 35^{\circ}\text{C}$.

- Les substances nocives doivent être éliminées des produits chimiques corrosifs (acides ou bases), des substances toxiques (traitement de nettoyage difficile des installations) et parfois même des métaux lourds (frottement avec les joints de canalisations).

Remarque : Notre projet n'inclut aucune industrie et considérera uniquement les eaux usées provenant de la zone urbaine.

V.2.1.4 Les eaux parasites

Il s'agit le plus souvent d'eaux provenant des infiltrations après une pluie ou de la remontée de la nappe phréatique. Ces eaux pénètrent dans les collecteurs à travers des joints mal confectionnés ou déboîtés, ou encore par des fissures. Le débit de ces eaux est difficile à déterminer ; seule la modélisation peut fournir une estimation approximative. En pratique, on estime ce débit à environ 0,15 l/s/ha. Leur présence perturbe le fonctionnement de la station d'épuration.

V.2.2 Les eaux pluviales

L'eau de pluie est une eau de ruissellement superficielle qu'il faut collecter et transporter vers le réseau d'assainissement pour prévenir les risques d'inondation et ses conséquences en entraînant du sable qui peut se déposer dans la canalisation à la moindre diminution de vitesse d'écoulement.

Le débit des eaux pluviales est souvent bien supérieur à celui des eaux usées. Le choix des débits d'eaux pluviales appropriés est donc crucial lors de la conception du réseau, car il affecte directement les diamètres des canalisations et les ouvrages à planifier.

V.3 Quantité des eaux à évacuer

La quantité des eaux usées à évacuer est l'ensemble des eaux récupérées après leur utilisation.

L'évacuation quantitative des rejets est fonction du type d'agglomération.

D'une manière générale ces débits seront évalués sur la base de 80% de la consommation d'eau potable ; tel que :

- Le débit de pointe sera considéré dans le dimensionnement des collecteurs.
- Le débit minimum permettra l'appréciation de la capacité d'auto-curage de notre réseau.

V.3.1 Estimation des débits d'eaux usées domestiques

Pour calculer le débit d'eaux usées à évacuer, nous prendrons comme référence la consommation d'eau potable de 150 litres par jour et par habitant. Et nous considérons que 80% de l'eau consommée est rejetée dans le réseau d'évacuation.

✓ **Débit moyen journalier :**

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

$$Q_{moy,j} = \frac{K_r \cdot D \cdot N}{86400} \quad (V.1)$$

Avec :

$Q_{moy,j}$: débit moyen rejeté quotidiennement en (l /s) ;

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

D : dotation journalière prise égale à 150 l/j hab ;

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

✓ **Débits de pointe :**

Comme la consommation, le rejet des eaux usées est aussi variable dans la journée,

D'où on est appelé à déterminer le débit de pointe qu'il est donné par la formule qui suit

$$Q_p = K_p \times Q_{moy,j} \quad (V.2)$$

Avec :

K_p : coefficient de pointe.

Ce coefficient de pointe peut-être, calculé à partir du débit moyen journalier :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{mon,j}}} \quad \text{si} \quad Q_{mon,j} \geq 2.8 \text{ (l / s)}$$

$$K_p = 3 \quad \text{si} \quad Q_{mon,j} < 2.8 \text{ (l / s)}$$

Tableau V.1 Calcul des débits de pointe des eaux usées domestiques

N° de surface élémentaire	N _{hab}	K _r	Dotation (L/j/hab)	(l/s) Usé _{moy, j}	K _p	Q _{pte} (l/s)
1	4717	0,8	150	6,55	2,48	16,25
2	2379	0,8	150	3,30	2,88	9,52
3	1727	0,8	150	2,40	3,00	7,20
4	358	0,8	150	0,50	3,00	1,49
5	246	0,8	150	0,34	3,00	1,03
6	512	0,8	150	0,71	3,00	2,13
7	436	0,8	150	0,61	3,00	1,82

V.3.2 Evaluation des débits des eaux usées des établissements publics

Les sous bassins 3,4,5,6 et 7 sont démunis d'équipement Les résultats de calcul pour les eaux usées des équipements de chaque surface élémentaire sont indiqués dans le tableau :

Tableau V.2 Évaluation des débits d'eaux usées des équipements.

N du sous bassin	Équipement	Unité de mesure	Nbre d'unité	Dotation (L/j/unité)	Q moyéq(l/jr)	Q moyusé éq(l/s)	Kp	Qpteéq (l/s)	Qtotéquipement (l/s)
1	APC	Employés	40	10	400	0,005	3	0,014	0,2
	CEM	Elève	300	10	3000	0,035	3	0,104	
	MOSQUEE	Fidèle	300	5	1500	0,017	3	0,052	
	BIBLIOTHEQ	Employés	15	10	150	0,002	3	0,005	
2	PTT	Employés	10	10	100	0,001	3	0,003	0,5
	Ecole	Elève	400	10	4000	0,046	3	0,139	
	C - SANTE	Lit	10	30	300	0,003	3	0,010	
	Caserne	Soldat	200	50	10000	0,116	3	0,347	

V.3.2 Evaluation des débits des eaux parasites

Ce débit est compris entre (0,05 et 0,15) l/s/ha

$$Q_{PAR} = Ai * q \quad (V.3)$$

Avec :

$$q = 0,15$$

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

Tableau V.3 Débits des eaux parasites.

N°SE	Ai (ha)	q (l/s/ha)	Qparasite (l/s)
1	8,56	0,15	1,284
2	5,18	0,15	0,777
3	4,7	0,15	0,705
4	1,3	0,15	0,195
5	1,07	0,15	0,1605
6	1,86	0,15	0,279
7	1,9	0,15	0,285

🚧 Débits totaux des eaux usées à évacuer

Les débits totaux des eaux usées sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V.4 Débits totaux des eaux usées a évacué.

N°SE	Q _{pte} (l/s) dom	Q _{pte} (l/s) éque	Q _{parasite} (l/s)	Q _{tot} (l/s)	Q _{tot} (m ³ /s)
1	16,25	0.2	1,284	17,534	0,018
2	9,52	0.5	0,777	10,297	0,010
3	7,20	0	0,705	7,905	0,008
4	1,49	0	0,195	1,685	0,002
5	1,03	0	0,1605	1,1905	0,001
6	2,13	0	0,279	2,409	0,002
7	1,82	0	0,285	2,105	0,002

V.3.3. Évaluation des débits des eaux pluviales

L'eau de pluie ou ruissellement comprend l'eau de pluie, l'eau de lavage des rues et les eaux usées.

Le problème de l'estimation des débits d'eaux pluviales dans les bassins versants a fait l'objet de nombreuses études théoriques. Les débits d'eaux pluviales sont calculés pour un événement pluvieux décennal, notamment à l'usage des ingénieurs en hydrologie urbaine. On peut citer deux méthodes essentielles les plus utilisés :

- Méthode rationnelle.
- Méthode superficielle.

V.3.3.1 Méthode rationnelle

La méthode logique consiste à estimer les flux induits par le ruissellement à partir d'une pluie de flux constant induit par le ruissellement sur une surface « A » (≤10 ha) avec un coefficient de ruissellement « Cr ».

L'estimation des flux de pluie après une pluie d'intensité moyenne « i » est supposée constante pendant la pluie, qui est caractérisée par un coefficient de ruissellement « Cr ».

Le coefficient de distribution de la pluie « α » doit également être appliqué.

La méthode rationnelle s'exprime par la formule suivante :

$$Q = \alpha \times Cr \times i \times A \quad \left(\frac{L}{s}\right) \quad (V.4)$$

Avec :

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

A : surface d'apport (ha).

Cr : coefficient de ruissellement.

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

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

➤ **Validité de la méthode rationnelle**

Cette méthode est efficace pour les aires relativement limitées (10 ha), les résultats est meilleur pour des aires plus faibles du fait de la bonne répartition de la pluie, aussi elle est applicable pour des surfaces où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes.

➤ **Les hypothèses de la méthode rationnelle**

- Le débit de pointe « Q_p » est proportionnel à l'intensité moyenne maximale « i » sur une durée égale au temps de concentration « t_c » du bassin-versant.
- Le débit de pointe « Q_p » est observé à l'exutoire seulement si la durée de l'averse est supérieure au temps de concentration « t_c » du bassin-versant.
- Le débit de pointe « Q_p » a la même période de retour que l'intensité « i » qui le provoque, sous l'hypothèse que le coefficient de ruissellement « Cr » du bassin-versant reste constant.
- L'intensité de pluie est supposée constante est homogène.

➤ **Temps de concentration**

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

On a:

$$T_c = t_1 + t_2 + t_3 \quad (V.5)$$

Avec :

$t_1 = \frac{1}{60.v}$: le temps mis par l'eau ruisselant des toits et les différentes aires pour atteindre la bouche d'égout la plus proche, en générale en prend

t_2 : le temps mis par l'eau pour s'écouler depuis la bouche la plus éloignée.

$t_3 = \frac{L}{11\sqrt{I}}$: Le temps mis par l'eau pour ruisseler dans les rigoles.

Où : L : Longueur du parcours superficiel (m).

I : Pente moyenne du chemin parcouru par l'eau (%).

V : Vitesse d'écoulement de l'eau dans la conduite (m/s).

Donc, trois (03) cas peuvent être envisagés :

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

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

$$t_c = 3,98 \times \left[\frac{L}{\sqrt{I}} \right]^{0.77} \quad (\text{V.6})$$

Avec :

L : cheminement hydraulique le plus long (km).

I : pente moyenne du chemin parcouru (%).

➤ **Coefficient réducteur de l'intensité**

En réalité la répartition d'une pluie au niveau d'un bassin est irrégulière surtout pour les pluies courtes de forte intensité, ceci en fonction de la nature des nuages, vents...pour en tenir compte nous affectons l'intensité d'un coefficient réducteur $\alpha < 1$ déterminé expérimentalement :

Supposons un bassin versant assimilé à un rectangle de longueur (x) et de largeur moyenne (y) drainé par un collecteur 1-2-3.

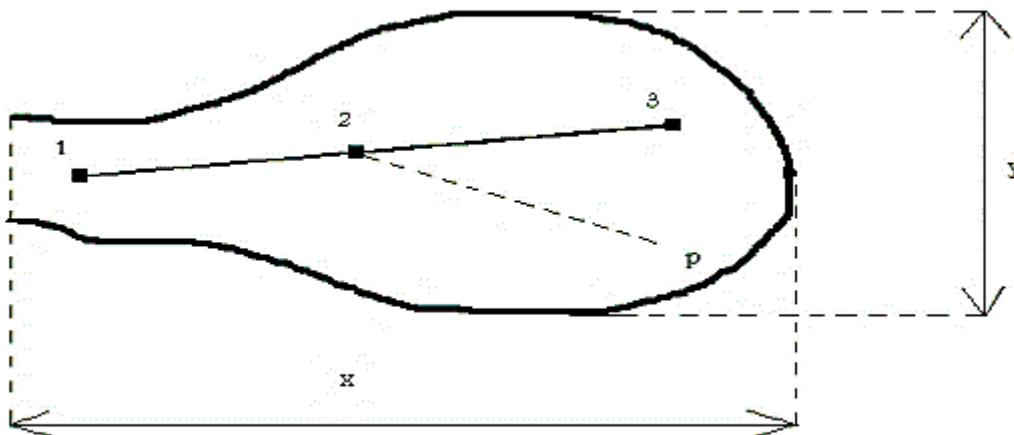


Figure V.1 Principe schématique de détermination du coefficient réducteur d'intensité α .

Le point (p) du bassin se trouve en amont du collecteur 1-2 intéressé par le calcul (p-2) distance du point (2) situé l'amont du tronçon d'égout étudié au point (p) du bassin considéré

Tableau V.5 Valeurs de coefficient réducteur d'intensité α .

P-2 (m)	200	400	600	800	1000	1200	1400
$Y < x/2$	0,91	0,88	0,85	0,83	0,81	0,79	0,77
$Y > x/2$	0,90	0,86	0,83	0,80	0,78	0,76	0,75

Calcul des débits pluviaux

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

Tableau V.6 Débits des eaux pluviales à évacuer.

N°deSurface élémentaire	A(ha)	Cr	A	I(L/s/ha)	Q ^{EP} (L/s)	Q ^{EP} (m3/s)
1	8,56	0,6	0,91	212,75	994,34	0,99
2	5,18	0,5	0,91	212,75	501,43	0,50
3	4,7	0,4	0,91	212,75	363,97	0,36
4	1,3	0,3	0,91	212,75	75,50	0,08
5	1,07	0,25	0,91	212,75	51,79	0,05
6	1,86	0,3	0,91	212,75	108,03	0,11
7	1,9	0,25	0,91	212,75	91,96	0,09

Calcul du débit total de chaque surface élémentaire :

Tableau V.7 Calcul du débit total de chaque sous bassin.

N°de surface élémentaire	A (ha)	Qusé total (l/s)	Q ^{EP} (l/s)	Qtot (l/s)	Qtot (m3/s)
1	8,56	17,534	994,34	1011,87	1,012
2	5,18	10,297	501,43	511,727	0,512
3	4,7	7,905	363,97	371,875	0,372
4	1,3	1,685	75,50	77,185	0,077
5	1,07	1,1905	51,79	52,9805	0,053
6	1,86	2,409	108,03	110,439	0,110
7	1,9	2,105	91,96	1011,87	1,012

V.4 Conclusion :

Dans ce stade nous avons calculé les différents débits (eaux pluviales et eaux usées) pour chaque sous bassin. On remarque que le débit d'eau usée est presque négligeable devant le débit d'eau pluviales ; par conséquent le choix du système d'assainissement doit être judicieux afin d'éviter le problème d'auto-curage dans le cas de débits minimum.

Chapitre VI : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

VI.1. Introduction

Une fois que la totalité des débits fut déterminée, on passe au dimensionnement proprement dit des ouvrages tout en respectant certaines normes d'écoulement du point de vue sanitaire les réseaux d'assainissement devront assurer :

- L'évacuation rapide des matières fécales hors de l'habitation ;
- Le transport des eaux usées dans des conditions d'hygiène satisfaisantes ;
- Les ouvrages d'évacuation (collecteurs et regards), doivent respecter certaines normes d'écoulement.

L'implantation en profondeur se fait d'une manière à satisfaire aux conditions de résistance mécanique due aux charges extérieures et avec un meilleur choix du tracé des collecteurs.

VI.2. Conception du réseau :

La conception d'un réseau d'assainissement est la concrétisation de tous les éléments constituant les branches du réseau sur un schéma global.

➤ **Les collecteurs sont définis par leur :**

- Emplacement (en plan).
- Profondeur.
- Diamètres (intérieur et extérieur).
- Pente.
- Leur joints et confection.

➤ **Les regards de visite et de jonction sont également définis par leur.**

- Emplacement (en plan).
- Profondeur.
- Côtes

VI.3. Dimensionnement du réseau d'assainissement :

VI.3.1. Conditions d'écoulement et de dimensionnement :

Dans le cadre de l'assainissement, le dimensionnement du réseau unitaire doit, dans la mesure du possible, permettre l'entraînement des sables par les débits pluviaux pour empêcher leur décantation et éviter les dépôts, sans provoquer l'érosion des parois de la conduite.

Pour un réseau d'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées dans une même conduite, les conditions d'auto-curage doivent être respectées. Il faut :

- Assurer une vitesse minimale de 0,6 m/s pour 1/10 du débit de pleine section.
- Une vitesse de 0,3 m/s pour 1/100 de ce même débit, avec un diamètre minimal de 300 mm.

Si ces vitesses ne sont pas respectées, il est nécessaire de prévoir des chasses automatiques ou des curages périodiques.

À l'opposé des considérations relatives à l'auto-curage, la prévention de la dégradation des joints sur les canalisations circulaires et de leur revêtement intérieur impose de limiter les pentes admissibles. Il est donc déconseillé de dépasser des vitesses de l'ordre de 5 à 6 m/s à pleine section.

Auto curage

Pour déterminer le type de canalisation, son diamètre et sa pente en fonction du débit, il est crucial que le réseau satisfasse les conditions d'auto-curage. Ces conditions sont essentielles pour des raisons d'hygiène et d'entretien. En effet, si la vitesse dans le réseau est trop faible, des dépôts et des déchets fermentescibles peuvent stagner dans les conduites. Les conditions requises pour garantir l'auto-curage sont les suivantes :

- Vitesse à pleine section supérieure à 1 m/s.
- Vitesse supérieure à 0,60 m/s pour 1/10 du débit à pleine section.
- Vitesse supérieure à 0,30 m/s pour 1/100 du débit à pleine section.

En plus des considérations d'auto-curage, il est également important de prévenir la dégradation des joints et des revêtements intérieurs des canalisations circulaires en limitant la pente admissible. Il semble raisonnable de ne pas dépasser des vitesses de l'ordre de 4 à 5 m/s.

Pour les ouvrages de taille moyenne, les sections les plus favorables sont :

- De type circulaire.
- De type ovoïde.

VI.4. Hypothèses de dimensionnement

L'hypothèse fondamentale pour le dimensionnement du système d'évacuation gravitaire est la suivante :

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

VI.5. Mode de calcul

VI.5.1. Détermination du débit

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

$$Q = V \times S \quad (VI.1)$$

Chapitre VI : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Avec :

Q : Débit (m³/s).

V : Vitesse d'écoulement (m/s): cette vitesse se calcule par différentes expressions.

S : Section mouillée (m²).

La vitesse moyenne est déterminée par l'expression suivante (formule de Manning-Strickler) :

$$V = K_S \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{I_m} \quad (\text{VI.2})$$

Avec :

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

R (m): Rayon hydraulique.

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

Les coefficients K_S sont présentés au tableau suivant :

Tableau VI.1 : Coefficient de Manning-Strickler (K_S) en fonction de la nature de parois.

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

Source : Guide technique de l'assainissement

Concernant notre réseau d'assainissement, les collecteurs employés sont fabriqués en Pvc annelé, avec des diamètres de $\phi 315$, 400, 500 et 630 mm, ainsi qu'en béton avec des diamètres allant de $\phi 800$ à 1800 mm.

VI.5.2. Détermination du diamètre

Le calcul du diamètre s'effectue de la manière suivante :

$$D_{cal} = \left(\frac{3.2036 * Q_t}{k_s * \sqrt{I}} \right)^{3/8} \quad (VI.3)$$

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

I : Pente hydraulique de chaque tronçon en (m/m).

K_s : Coefficient de rugosité (ou de Strickler).

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

$$Q_t = Q_{eu} + Q_{pl} \quad (VI.4)$$

Dans cette formule :

Q_{eu} : Débit d'eau usée total (m³/s)

Q_{pl} : Débit d'eau pluviale (m³/s)

VI.5.3. Détermination de débit plein section

➤ Le débit en pleine section est donné donc par la relation

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

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

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

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

On aura :

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

Par la suite on calcule les vitesses et les hauteurs dans la conduite sont calculées à partir des

relations suivantes :

➤ **Les paramètres hydrauliques**

- Rapport des débits

$$Q_t = \frac{Qt}{QPS} \quad (\text{VI.8})$$

- Rapport des vitesses

$$R_v = \frac{v}{v_{ps}} \quad (\text{VI.9})$$

- Rapport des hauteurs

$$R_h = \frac{h}{D_{nor}} \quad (\text{VI.10})$$

Avec :

Q_t : Débit circulant dans la conduite circulaire (m³/s).

V : Vitesse d'écoulement de l'eau (m/s).

H : Hauteur de remplissage dans la conduite (m).

Q_{ps} : Débit à pleine section (m³/s).

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

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

VI.5.4. Déterminer les vitesses réelles

$$V = R_v * v_{ps} \quad (\text{VI.11})$$

VI.5.5. Déterminer la hauteur de remplissage

$$H = R_h * D \quad (\text{VI.12})$$

Observation:

Les dimensions des collecteurs ont été établies en se référant aux abaques présentés en annexe, puis validées à l'aide de la formule de Manning-Strickler. Pour simplifier, le dimensionnement du réseau a été réalisé à l'aide d'un programme Excel intégrant ces formules. En tenant compte des données géométriques telles que les pentes et les longueurs, nous avons ensuite calculé les diamètres des collecteurs. Les petits diamètres sont prévus en PEHD, tandis que les grands diamètres sont envisagés en béton.

V.I.6. Résultats du dimensionnement

Chapitre VI : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Tableaux VI.3 Calculs du réseau projeté des deux collecteurs principaux.

VII Tableau N°VI-1-Collecteur Principal CP02

traçons	L(m)	I(m/m)	Q (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	RQ	RV	RH	H (mm)	V (m/s)	Auto-curage
R1-R2	70	0,0534	0,0010	160,01	315	3,70	0,261	0,19	0,760	0,29	0,088	2,813	Vérifie
R2-R3	16	0,1338	0,0012	145,53	315	2,85	0,41	0,15	0,700	0,26	0,077	4,095	Vérifie
R3-R4	34	0,0279	0,0035	293,40	315	2,68	0,19	0,94	1,139	0,76	0,229	3,048	Vérifie
R4-R5	67	0,0524	0,0044	284,63	315	3,66	0,26	0,87	1,135	0,72	0,216	4,158	Vérifie
R5-R6	22	0,0255	0,0047	334,05	400	3,09	0,39	0,62	1,055	0,56	0,226	3,262	Vérifie
R6-R7	34	0,0376	0,0052	321,58	400	3,76	0,47	0,56	1,033	0,53	0,213	3,885	Vérifie
R7-R8	27	0,0267	0,0055	352,06	400	3,17	0,40	0,71	1,080	0,62	0,249	3,419	Vérifie
R8-R9	26	0,0338	0,0059	344,61	400	3,57	0,45	0,67	1,069	0,60	0,239	3,813	Vérifie
R9-R10	32	0,0297	0,0063	362,80	400	3,34	0,42	0,77	1,101	0,66	0,264	3,680	Vérifie
R10-R11	37	0,0384	0,0068	355,86	400	3,80	0,48	0,73	1,087	0,63	0,254	4,128	Vérifie
R11-R12	27	0,0367	0,0072	366,07	400	3,71	0,47	0,79	1,109	0,67	0,269	4,118	Vérifie
R12-R13	25	0,0320	0,0076	382,12	500	4,02	0,79	0,14	0,962	0,25	0,127	2,783	Vérifie
R13-R14	8	0,0913	0,0105	360,33	400	4,86	0,74	0,76	1,096	0,65	0,260	3,419	Vérifie
R14-R15	34	0,0309	0,0109	448,46	500	3,95	0,78	0,75	1,093	0,64	0,322	4,320	Vérifie
R15-R16	32	0,0653	0,0114	395,27	400	4,96	0,62	0,97	1,140	0,78	0,313	3,649	Vérifie
R16-R17	19	0,0200	0,0116	527,00	500	3,18	0,62	0,99	1,131	0,80	0,399	4,010	Vérifie
R17-R18	16	0,0894	0,0259	520,66	600	7,60	2,15	0,69	1,072	0,60	0,363	4,145	Vérifie
R18-R19	19	0,1511	0,0261	473,46	500	8,74	1,72	0,87	1,134	0,72	0,359	3,916	Vérifie
R19-20	20	0,2650	0,0264	427,60	500	2,58	2,27	0,66	1,065	0,59	0,294	4,340	Vérifie
R20-Rejet	30	0,0400	0,0268	656,10	800	3,13	2,58	0,59	1,045	0,55	0,439	4,361	Vérifie

Chapitre VI : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Collecteur Principal CS06													
Traçons	L(m)	I(m/m)	Q (m³/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	RQ	RV	RH	H (mm)	V (m/s)	Auto- curage
R21-R22	26	0,0950	0,018	99,08	315	4,93	0,349	0,05	0,538	0,15	0,046	2,656	vérifie
R22-R23	79	0,0644	0,074	179,86	315	4,06	0,29	0,26	0,843	0,34	0,103	3,424	vérifie
R23-R3	30	0,0287	0,095	230,04	315	2,71	0,19	0,49	0,996	0,50	0,149	2,700	vérifie

Collecteur Principal Cs05													
Traçons	L(m)	I(m/m)	Q (m³/s)	Dcal(mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	RQ	RV	RH	H (mm)	V (m/s)	Auto- curage
R24-R25	19	0,1037	0,0121	89,62	315	4,29	0,303	0,04	0,494	0,13	0,040	2,121	Vérifie
R25-R26	22	0,1145	0,0262	117,37	315	4,51	0,32	0,08	0,606	0,19	0,058	2,735	Vérifie
R26-R27	34	0,0609	0,0479	165,73	315	3,29	0,23	0,21	0,785	0,31	0,092	2,585	Vérifie
R27-R28	18	0,0428	0,0849	219,50	315	2,76	0,19	0,44	0,959	0,46	0,139	2,646	Vérifie
R28-R29	31	0,0716	0,1047	215,57	315	3,57	0,25	0,42	0,947	0,45	0,135	3,379	Vérifie
R29-R30	31	0,1135	0,1525	227,72	315	4,49	0,32	0,48	0,988	0,49	0,146	4,441	Vérifie
R30-R13	21	0,0967	0,1659	242,22	315	4,15	0,29	0,57	1,036	0,53	0,160	4,294	Vérifie
R31-R32	17	0,1159	0,0109	84,19	315	4,54	0,321	0,03	0,465	0,12	0,037	2,113	Vérifie
R32-R27	23	0,1909	0,0255	105,68	315	5,83	0,41	0,06	0,565	0,17	0,050	3,294	Vérifie
R33-R34	30	0,0217	0,0191	142,66	315	1,96	0,139	0,14	0,689	0,25	0,075	1,352	vérifie
R34-R29	14	0,0886	0,0281	126,48	315	3,97	0,28	0,10	0,634	0,21	0,064	2,518	vérifie

Chapitre VI : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Collecteur Principal CP1													
Traçons	L(m)	I(m/m)	Q (m³/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	RQ	RV	RH	H (mm)	V (m/s)	Auto- curage
R35-R36	12	0,0858	0,0077	78,16	315	3,91	0,276	0,03	0,432	0,11	0,034	1,688	vérifie
R36-R37	17	0,1359	0,0185	99,83	315	4,92	0,35	0,05	0,542	0,15	0,046	2,663	vérifie
R37-R38	11	0,1936	0,0255	105,39	315	5,87	0,41	0,06	0,564	0,17	0,050	3,311	vérifie
R38-R39	19	0,0989	0,0377	138,28	315	4,20	0,30	0,13	0,673	0,24	0,072	2,823	vérifie
R39-R40	46	0,1715	0,0670	154,83	315	2,52	0,39	0,17	0,738	0,28	0,084	4,076	vérifie
R40-R41	22	0,0141	0,0811	265,67	315	1,58	0,11	0,72	1,084	0,63	0,189	1,716	vérifie
R41-R42	9	0,0189	0,0983	270,32	315	1,83	0,13	0,76	1,096	0,65	0,195	2,009	vérifie
R42-R43	15	0,1240	0,1079	196,69	315	3,70	0,33	0,33	0,894	0,39	0,117	4,201	vérifie
R43-R44	17	0,1588	0,1289	200,76	315	4,32	0,38	0,34	0,905	0,40	0,121	4,811	vérifie
R44-R45	15	0,1733	0,1485	208,27	315	4,55	0,39	0,38	0,925	0,43	0,128	4,137	vérifie
R45-R46	28	0,1675	0,1805	225,48	315	4,46	0,39	0,47	0,980	0,48	0,144	3,350	vérifie
R46-R47	17	0,1124	0,6872	401,23	500	3,28	1,23	0,14	0,692	0,25	0,127	4,346	vérifie
R47-R48	76	0,0566	0,7357	468,13	500	4,46	0,88	0,84	1,127	0,70	0,351	4,028	vérifie
R48-R49	21	0,0314	0,7491	526,23	400	2,86	0,36	2,08	1,299	0,67	0,324	4,336	vérifie
R49-R17	31	0,2235	0,8449	381,07	400	3,64	0,96	0,88	1,136	0,73	0,290	4,682	vérifie
R50-R41	18	0,1672	0,0115	80,30	315	3,45	0,385	0,03	0,444	0,12	0,035	2,421	vérifie
R51-R43	16	0,1444	0,0102	78,97	315	2,07	0,36	0,03	0,436	0,12	0,035	2,212	vérifie
R52-R4	16	0,1331	0,0102	80,18	315	4,87	0,34	0,03	0,443	0,12	0,035	2,157	vérifie
R53-R45	22	0,0855	0,0140	98,19	315	3,90	0,28	0,05	0,534	0,15	0,045	2,084	vérifie
R54-R46	28	0,7904	0,0179	70,82	315	1,86	0,84	0,02	0,390	0,10	0,031	4,622	vérifie
R79-R77	22	0,1786	0,0140	85,51	315	5,64	0,398	0,04	0,472	0,13	0,038	2,663	vérifie
R80-R67	23	0,0417	0,0147	114,19	315	2,73	0,19	0,08	0,595	0,19	0,056	1,623	vérifie
R81-R67	11	0,0864	0,0070	75,56	315	3,92	0,28	0,03	0,417	0,11	0,033	1,635	vérifie

Chapitre VI : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Collecteur Principal CS01													
Traçons	L(m)	I(m/m)	Q (m³/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	RQ	RV	RH	H (mm)	V (m/s)	Auto-curage
R55-R56	32	0,1047	0,0204	108,78	315	4,32	0,305	0,07	0,577	0,17	0,052	2,489	vérifie
R56-R57	19	0,1437	0,0326	122,09	315	5,06	0,36	0,09	0,621	0,20	0,061	3,138	vérifie
R57-R58	13	0,1362	0,0408	134,28	315	4,92	0,35	0,12	0,659	0,23	0,070	3,245	vérifie
R58-R59	44	0,1302	0,0689	164,77	315	4,81	0,34	0,20	0,781	0,30	0,091	3,761	vérifie
R59-R60	40	0,1365	0,0945	183,80	315	4,93	0,35	0,27	0,857	0,35	0,106	4,221	vérifie
R60-R61	25	0,0880	0,1104	211,60	315	3,96	0,28	0,39	0,934	0,44	0,131	3,698	vérifie
R61-R62	22	0,1041	0,1245	214,46	315	4,30	0,30	0,41	0,943	0,45	0,134	4,058	vérifie
R62-R63	35	0,1286	0,1468	219,29	315	4,78	0,34	0,43	0,959	0,46	0,138	4,585	vérifie
R63-R64	11	0,2745	0,1538	193,58	315	1,90	0,13	1,15	0,370	1,17	0,352	1,703	vérifie
R64-R65	30	0,1813	0,2393	246,97	315	1,30	0,09	2,61	0,243	1,35	0,106	4,631	vérifie
R65-R66	30	0,1667	0,3791	298,14	315	3,45	0,38	0,99	1,140	0,80	0,239	4,208	vérifie
R66-R67	33	0,1606	0,4002	306,36	400	3,48	0,81	0,49	0,995	0,49	0,198	2,446	vérifie
R67-R68	30	0,1443	0,4410	195,00	315	4,07	0,36	1,23	1,445	1,90	0,569	4,478	vérifie
R68-R69	33	0,0624	0,4621	386,02	400	4,04	0,51	0,91	1,139	0,74	0,298	4,500	vérifie
R69-R46	25	0,0992	0,4781	358,45	400	3,09	0,64	0,75	1,092	0,64	0,257	4,557	vérifie

Chapitre VI : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Collecteur Principal CS06													
Traçons	L(m)	I(m/m)	Q (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{nor} (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _Q	R _V	R _H	H (mm)	V (m/s)	Auto-curage
R70-R71	18	0,2178	0,0115	76,42	315	3,22	0,440	0,03	0,422	0,11	0,033	2,626	vérifie
R71-R72	51	0,1237	0,0440	140,63	315	4,69	0,33	0,13	0,681	0,25	0,074	3,196	vérifie
R72-R64	35	0,1854	0,0664	152,04	315	4,74	0,41	0,16	0,726	0,27	0,082	4,170	vérifie

Collecteur Principal CS03													
Traçons	L(m)	I(m/m)	Q (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{nor} (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _Q	R _V	R _H	H (mm)	V (m/s)	Auto-curage
R73-R74	0,2140	0,013	0,0128	71,60	315	4,23	0,581	0,02	0,394	0,10	0,031	3,243	vérifie
R74-R75	0,0069	0,039	0,0396	232,08	315	1,11	0,08	0,51	1,004	0,50	0,151	1,112	vérifie
R75-R76	0,1588	0,050	0,0504	141,18	315	2,32	0,38	0,13	0,683	0,25	0,074	3,632	vérifie
R76-R77	0,0773	0,059	0,0600	172,46	315	3,71	0,26	0,23	0,814	0,32	0,097	3,020	vérifie
R77-R78	0,0805	0,097	0,0989	206,47	315	3,78	0,27	0,37	0,920	0,42	0,126	3,482	vérifie
R78-R65	0,1147	0,119	0,1206	208,13	315	4,52	0,32	0,38	0,925	0,43	0,128	4,177	vérifie

Collecteur Principal CS04													
Traçons	L(m)	I(m/m)	Q (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{nor} (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _Q	R _V	R _H	H (mm)	V (m/s)	Auto-curage
R82-R83	35	0,0694	0,0223	121,50	315	3,51	0,248	0,09	0,619	0,20	0,061	2,175	Vérifie
R83-R84	45	0,0411	0,0511	182,76	315	2,70	0,19	0,27	0,853	0,35	0,105	2,307	Vérifie
R84-R49	39	0,0379	0,0760	215,31	315	2,60	0,18	0,41	0,946	0,45	0,135	2,457	vérifie

Chapitre VI : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Collecteur Principal CS07													
Traçons	L(m)	I(m/m)	Q (m³/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	RQ	RV	RH	H (mm)	V (m/s)	Auto-curage
R85-R86	27	0,0307	0,0172	128,25	315	2,34	0,165	0,10	0,640	0,22	0,065	1,496	vérifie
R86-R87	35	0,0514	0,0412	161,73	315	3,02	0,21	0,19	0,768	0,30	0,089	2,323	vérifie
R87-R88	35	0,0329	0,0653	208,99	315	2,42	0,17	0,38	0,927	0,43	0,129	2,241	vérifie
R88-R89	26	0,0388	0,0831	277,00	315	2,63	0,19	0,45	1,140	0,47	0,141	2,997	vérifie
R89-R90	22	0,0377	0,0983	237,40	315	2,59	0,18	0,54	1,021	0,52	0,156	2,646	vérifie
R90-R91	15	0,0093	0,1086	195,00	315	1,29	0,09	1,19	1,808	1,49	0,446	2,330	vérifie
R91-R92	30	0,0190	0,1670	329,38	400	2,23	0,28	0,60	1,047	0,55	0,221	2,333	vérifie
R92-R93	36	0,0422	0,1917	298,66	400	2,74	0,19	0,99	1,142	0,80	0,240	3,129	vérifie
R93-R94	25	0,0124	0,2089	388,08	400	1,80	0,23	0,92	1,139	0,75	0,301	2,050	vérifie
R94-R95	35	0,3200	0,3773	263,32	315	3,55	0,53	0,71	1,078	0,62	0,185	4,136	vérifie
R95-Rejet	34	0,3850	0,4006	260,14	315	4,28	0,58	0,69	1,072	0,60	0,181	4,872	vérifie

Chapitre VI : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Collecteur Principal CS08													
Traçons	L(m)	I(m/m)	Q (m³/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	RQ	RV	RH	H (mm)	V (m/s)	Auto- curage
R96-R91	55	0,0571	0,0378	153,51	315	3,19	0,225	0,17	0,732	0,28	0,083	2,334	vérifie
R97-R98	69	0,1428	0,0474	140,75	315	5,04	0,36	0,13	0,682	0,25	0,074	3,435	vérifie
R98-R94	38	0,9563	0,1443	149,57	315	13,04	0,92	0,16	0,716	0,27	0,080	4,336	vérifie
R99-R100	24	0,0825	0,0165	277,00	315	3,83	0,27	0,06	1,140	0,17	0,050	4,368	vérifie
R100-R101	32	0,1244	0,0385	133,56	315	4,70	0,33	0,12	0,657	0,23	0,069	3,090	vérifie
R101-R98	47	0,0279	0,0708	195,00	315	2,23	0,16	0,45	0,968	0,47	0,141	2,157	vérifie

Collecteur Principal CS09													
Traçons	L(m)	I(m/m)	Q (m³/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	RQ	RV	RH	H (mm)	V (m/s)	Auto- curage
R102-R103	33	0,0555	0,0089	89,80	315	3,14	0,222	0,04	0,495	0,14	0,041	1,554	Vérifie
R103-R104	21	0,1638	0,0146	88,16	315	2,40	0,38	0,04	0,486	0,13	0,040	2,626	Vérifie
R104-R105	22	0,1427	0,0205	102,84	315	3,04	0,36	0,06	0,554	0,16	0,048	2,792	vérifie
R105-R106	14	0,5907	0,0567	277,00	315	4,25	0,72	0,08	1,140	0,19	0,056	4,687	vérifie
R106-R107	17	0,2465	0,0613	139,92	315	3,62	0,47	0,13	0,679	0,25	0,074	4,494	vérifie
R107-R108	20	0,2465	0,0667	195,00	315	3,62	0,47	0,14	0,695	0,26	0,077	4,605	vérifie
R108-R109	21	0,1357	0,0724	166,54	315	4,91	0,35	0,21	0,789	0,31	0,092	3,877	vérifie
R109-Rejet	17	0,1606	0,0770	165,13	315	4,35	0,38	0,20	0,783	0,30	0,091	4,185	vérifie

Chapitre VI : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Collecteur Principal CS10													
Traçons	L(m)	I(m/m)	Q (m³/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	RQ	RV	RH	H (mm)	V (m/s)	Auto-curage
R110-R111	45	0,2544	0,0122	75,81	315	4,73	0,475	0,03	0,418	0,11	0,033	2,816	vérifie
R111-R112	21	0,1395	0,0178	97,96	315	4,98	0,35	0,05	0,533	0,15	0,045	2,658	vérifie
R112-R113	17	0,1371	0,0224	107,11	315	4,94	0,35	0,06	0,571	0,17	0,051	2,818	vérifie
R113-R114	22	0,1332	0,0284	277,00	315	4,87	0,34	0,08	1,140	0,19	0,058	4,549	vérifie
R114-R105	15	0,1547	0,0324	120,23	315	3,25	0,37	0,09	0,615	0,20	0,060	3,225	vérifie

Chapitre VI : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Collecteur Principal CS11													
Traçons	L(m)	I(m/m)	Q (m³/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	RQ	RV	RH	H (mm)	V (m/s)	Auto-curage
R115-R116	13	0,0362	0,0020	55,64	315	2,54	0,179	0,01	0,306	0,08	0,023	1,776	vérifie
R116-R117	22	0,1291	0,0054	63,54	315	4,79	0,34	0,02	0,348	0,09	0,027	1,669	vérifie
R117-R118	38	0,1924	0,0113	77,68	315	4,85	0,41	0,03	0,429	0,11	0,034	2,511	vérifie
R118-R119	24	0,1692	0,0150	277,00	315	4,49	0,39	0,04	1,140	0,13	0,040	4,254	vérifie
R119-R120	18	0,1344	0,0178	98,51	315	4,89	0,35	0,05	0,536	0,15	0,046	2,621	vérifie
R120-R121	16	0,1187	0,0202	105,88	315	4,60	0,32	0,06	0,566	0,17	0,050	2,601	vérifie
R121-R122	23	0,1039	0,0238	115,35	315	4,30	0,30	0,08	0,599	0,19	0,056	2,577	vérifie
R122-R123	18	0,1911	0,0266	107,25	315	3,83	0,41	0,06	0,571	0,17	0,051	3,330	vérifie
R123-R124	23	0,2239	0,0301	109,13	315	4,31	0,45	0,07	0,578	0,17	0,052	3,648	vérifie
R124-R125	39	0,2313	0,0362	116,15	315	4,41	0,45	0,08	0,602	0,19	0,057	3,861	vérifie
R125-R126	26	0,1419	0,0402	132,42	315	3,02	0,36	0,11	0,653	0,23	0,068	3,282	vérifie
R126-R127	30	0,1383	0,0448	138,61	315	4,96	0,35	0,13	0,674	0,24	0,073	3,344	vérifie
R127-Rejet	53	0,1345	0,053	148,39	315	4,89	0,35	0,15	0,711	0,26	0,079	3,478	vérifie

Chapitre VI : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Collecteur Principal CS13													
Traçons	L(m)	I(m/m)	Q (m³/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	RQ	RV	RH	H (mm)	V (m/s)	Auto-curage
R128-R129	20	0,1090	0,004	61,03	315	4,40	0,311	0,01	0,334	0,09	0,026	1,472	vérifie
R129-R130	26	0,0673	0,010	91,29	315	3,46	0,24	0,04	0,502	0,14	0,041	1,738	vérifie
R130-R131	40	0,1147	0,019	104,45	315	4,52	0,32	0,06	0,560	0,16	0,049	2,532	vérifie
R131-R132	22	0,1773	0,044	277,00	315	4,62	0,40	0,11	1,140	0,23	0,068	4,402	vérifie
R132-R133	27	0,1478	0,050	143,11	315	4,13	0,36	0,14	0,690	0,25	0,076	3,540	vérifie
R133-R134	34	0,0674	0,058	174,77	315	3,46	0,24	0,24	0,823	0,33	0,099	2,850	vérifie
R134-R135	32	0,1347	0,065	160,30	315	4,90	0,35	0,19	0,762	0,29	0,088	3,729	vérifie
R135-R136	23	0,2000	0,091	169,05	315	5,97	0,42	0,22	0,800	0,31	0,094	4,771	vérifie
R136-R137	23	0,1996	0,097	172,62	315	3,06	0,42	0,23	0,815	0,32	0,097	4,855	vérifie
R137-R138	30	0,1980	0,103	177,27	315	2,94	0,42	0,25	0,833	0,34	0,101	4,945	vérifie
R138-Rejet	30	0,1677	0,110	187,24	315	3,46	0,39	0,29	0,868	0,36	0,109	4,739	vérifie

Collecteur Principal CP1													
Traçons	L(m)	I(m/m)	Q (m³/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	RQ	RV	RH	H (mm)	V (m/s)	Auto- curage
R139-R140	36	0,1892	0,0080	68,61	315	4,80	0,410	0,02	0,377	0,10	0,030	2,187	vérifie
R140-R141	27	0,2159	0,0141	82,55	315	3,20	0,44	0,03	0,456	0,12	0,037	2,829	vérifie
R141-R131	28	0,2036	0,0203	95,81	315	3,02	0,43	0,05	0,524	0,15	0,044	3,152	vérifie
R142-R143	34	0,2197	0,0076	277,00	315	3,25	0,44	0,02	1,140	0,09	0,028	4,127	vérifie
R143-R135	32	0,2469	0,02120	93,91	315	4,63	0,47	0,05	0,515	0,14	0,043	3,412	vérifie
R144-R143	29	0,2152	0,00647	61,76	315	4,19	0,44	0,01	0,338	0,09	0,026	2,093	vérifie

Chapitre VI : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Collecteur Principal CP1													
Traçons	L(m)	I(m/m)	Q (m³/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	RQ	RV	RH	H (mm)	V (m/s)	Auto-curage
R145-R146	33	0,0139	0,075	232,67	315	2,10	0,148	0,51	1,006	0,50	0,151	2,112	vérifie
R146-R147	29	0,2169	0,142	176,17	315	4,28	0,59	0,24	0,829	0,33	0,100	4,866	vérifie
R147-R148	40	0,0298	0,233	308,17	400	3,72	0,47	0,50	1,000	0,50	0,199	3,717	vérifie
R148-R149	40	0,0315	0,510	277,00	315	3,16	0,22	2,29	1,140	811,47	243,442	3,598	vérifie
R149-R150	36	0,0422	0,082	195,28	315	3,65	0,26	0,32	0,891	0,39	0,116	3,255	vérifie
R150-R148	45	0,2451	0,185	190,33	315	8,80	0,62	0,30	0,877	0,37	0,112	4,721	vérifie

VI.7 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons calculé les caractéristiques dimensionnelles des collecteurs, en déterminant leurs diamètres en fonction des débits des eaux usées et pluviales. Nous avons également vérifié la vitesse d'auto-curage et la vitesse d'écoulement afin de garantir le bon fonctionnement du réseau d'assainissement. Pour des raisons de coût et de facilité d'installation, nous avons choisi un système mixte utilisant à la fois le Pvc et le béton armé .

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

VII.1. Introduction

Un réseau d'Assainissement a pour objet la collecte des eaux usées et pluviales, et pour objectif, la protection du milieu naturel.

Il constitue un équipement public essentiel. Il doit être parfaitement étanche, même en cas de mouvement de terrain. Il assure l'écoulement rapide des eaux usées ou des eaux pluviales, et doit avoir un degré très élevé de durabilité.

Les ouvrages d'Assainissement comprennent des ouvrages principaux et des ouvrages annexes :

- **Les ouvrages principaux** : qui correspondent au développement de l'ensemble du réseau jusqu'à l'entrée des effluents dans la station d'épuration.
- **Les ouvrages annexes** : qui constituent toutes les constructions et les installations ayant pour but de permettre l'exploitation rationnelle et correcte du réseau (bouches d'égout, regards, déversoirs d'orage... etc.)

VII.2. Les ouvrages principaux

Les ouvrages principaux correspondant aux ouvrages d'évacuation des effluents vers le point de rejet ou vers la station d'épuration comprennent les conduites et les joints.

VII.2.1. Canalisations :

Elles se présentent sous plusieurs formes cylindriques préfabriquées en usine.

Elles sont désignées par leurs diamètres intérieurs, dites diamètres nominaux exprimés en millimètre.

Dans notre projet nous adoptons pour les canalisations de forme circulaire.

VII.2.1.1. Le choix type de canalisation

Nous allons faire notre choix en se basant sur les données du projet qui sont

- La pente du terrain
 - Les diamètres utilisés
 - La nature du sous-sol traversé
 - La nature des effluents évacués dans le réseau
 - Les charges mécaniques exercées sur l'étendue de chaque section
- Pour ce projet, on utilise des conduites en béton armé ou P.V.C de profil circulaire vu les avantages qu'elles présentent qui sont :

- Etanchéité primordiale
- Résistance aux attaques chimiques
- Bonne résistance mécanique
- Leur bonne stabilité dans les tranchées
- Pose et assemblage facile
- La disponibilité sur le marché et ayant une large durée de vie.

VII.2.1.2. Les types de canalisations :

Il existe plusieurs types de conduites qui diffèrent suivant le type de matériaux qui les constituent et suivant leur destination.

✚ Conduit en béton non armé :

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (compression radiale, vibration, centrifugation...etc.).

Les tuyaux non armés ont une rupture brutale ; mais à moins que la hauteur de recouvrement soit insuffisante, elle survient aux premiers âges de la canalisation.

Il est déconseillé d'utiliser les tuyaux non armés pour des canalisations visitables.

L'essai à l'étanchéité est effectué sous une pression de 1 bar pendant **30** minutes.

Les principaux joints sont du type emboîtement à gorge pour joint élastomère.



Figure VII.1. Conduite en béton

+ Conduit en PVC:

Le PVC fait partie de la famille des thermoplastiques, c'est une résine Synthétique résultant de la polymérisation du chlorure de vinyle manomètre celui-ci étant obtenu par synthèse à partir du chlorure d'hydrogène.

Le PVC rigide non plastifié, utilisé en Assainissement, est opaque et de couleur normalisée gris clair. Il offre une exceptionnelle résistance à l'agression d'ordre chimique, de ce fait, offrir un intérêt dans les installations internes industrielles.

Si les tuyaux ne sont pas destinés à être assemblés par manchons à doubles bagues d'étanchéité il comporte à l'une de leurs extrémités une emboîture façonnée en usine, munie d'un dispositif pour loger ou retenir une bague en élastomère.

Les joints collés ne peuvent être admis que pour les tuyaux de faible diamètre, c'est-à-dire pour les branchements.

Les tuyaux en PVC non plastifiés sont sensibles à l'effet de température.

+ Conduite en PEHD annelés :

Les tuyaux ondulés en PEHD sont fabriqués par Co extrusion, ce qui permet d'obtenir une surface extérieure ondulée et une surface intérieure lisse. Généralement noirs à l'extérieur pour une protection optimale pendant le stockage, ces tuyaux sont assemblés à l'aide de manchons en HDPE et de joints en EPDM.

Disponibles en longueurs standard de 6 mètres, les diamètres internes des tuyaux vont de 140 mm à 1030 mm. Les grilles composites peuvent être adaptées aux infrastructures existantes grâce à une gamme complète d'accessoires.



Figure VII.2 Canalisation en PEHD

VII.2.2. Les joints

Pour assembler les conduites en béton armé, différents types de joints peuvent être utilisés. Voici les principaux types de joints pour conduites en béton :

✓ **Joint type Rocla :**

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

✓ **Joint torique :**

Joint torique en caoutchouc. Généralement utilisé pour assurer l'étanchéité. Convient aux sols fragiles. Ce raccordement est généralement utilisé pour des diamètres de canalisations de 700 à 900 mm.

✓ **Joint à coller :**

Ce type de joint nécessite un remplissage au mortier de ciment. Il est utilisé dans les sols stables avec une faible pente.

VII.2.3. Facteurs influençant le choix des canalisations

- ✓ La topographie du terrain
- ✓ Les caractéristiques hydrauliques
- ✓ La nature du sol
- ✓ La composition des eaux usées
- ✓ Les contraintes extérieures

VII.2.4. Différentes actions supportées par la conduite :

Pour sélectionner des canalisations résistantes aux actions extérieures et intérieures, elles doivent être choisies en fonction des critères suivants :

Les actions mécaniques :

Ce type d'action résulte de l'agressivité des particules de sable et de gravier qui composent le remblai et le radier des canalisations. Cette agressivité provoque la détérioration des parois intérieures par un phénomène d'érosion, principalement dû à des vitesses élevées imposées généralement par le relief.

Les actions chimiques :

Ces actions se produisent généralement à l'intérieur de la conduite. Une baisse du PH favorise le développement de bactéries acidophiles, qui peuvent à leur tour entraîner la formation de l'acide sulfurique (H₂S), corrosif et néfaste pour les conduites.

VII.2.5. Protection des conduites :

Toute canalisation fabriquée avec un tel matériau, exposée aux actions précédentes, doit être protégée. Les moyens de lutte contre ces actions sont:

- Réduire au maximum les temps de séjour des eaux usées dans les canalisations.
- Éliminer régulièrement les dépôts, car ils favorisent les fermentations anaérobies génératrices d'hydrogène sulfuré (H₂S), principal facteur de la corrosion de la partie sèche de la canalisation.
- Assurer une bonne aération pour éviter les condensations d'humidité sur les parois et réduire ainsi la teneur en H₂S.
- Revêtir l'intérieur des conduites avec du ciment lumineux ou du ciment sulfaté, dosé correctement dans le béton (300 à 350 kg/m³ de béton).
- Empêcher l'entrée des sables en implantant des bouches d'égout appropriées.
- Procéder au rinçage périodique des conduites.

VII.2.6. Pose de canalisation

La nature du terrain est un facteur important à prendre en compte lors de la pose de canalisations. En effet, la composition du sol peut affecter la stabilité de la canalisation ainsi que son étanchéité.

- **Un terrain naturel :** La canalisation peut être posée directement sur un lit de sable. Le sable soutient la canalisation et prévient les tassements.
- **Un terrain mouvant :** La canalisation doit être posée sur un lit en béton. Le béton, plus résistant que le sable, garantit la stabilité de la canalisation.
- **Un terrain marécageux :** La canalisation doit être posée sur un lit en béton armé. Le béton armé, encore plus résistant que le béton, prévient les tassements et les déformations de la canalisation.

Condition de pose :

Les principales conditions exigées lors de la pose des canalisations, sont les suivantes :

- La canalisation doit être enterrée sous une couverture d'au moins 80 cm au départ.
- Les canalisations d'eau usée et pluviale sont souvent posées en parallèles dans la même tranchée, mais elles sont décalées de 30 à 40 cm.
- à canalisation doit reposer sur un support stable et uniforme. Il est donc important d'éviter de poser les tuyaux sur des tasseaux ou des points durs.
- Le fond de la tranchée doit être bien nivelé pour garantir la stabilité de la canalisation.
- La tranchée doit être creusée dans un sol sec et stable. Il est important d'éliminer tous les objets pointus ou tranchants qui pourraient endommager la canalisation(*Figure VII.3*).

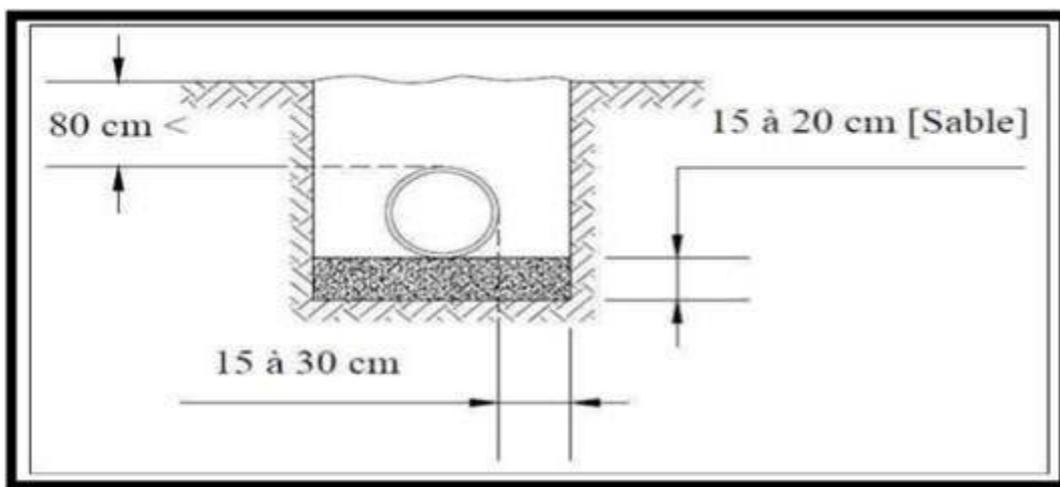


Figure VII.3 Pose de canalisation

VII.3. Les ouvrages annexes

VII.3.1. Les ouvrages normaux :

Les ouvrages normaux sont les ouvrages courants indispensables en amont ou sur le cours des réseaux. Ils assurent généralement la fonction de recette des effluents ou d'accès au réseau.

VII.3.1.1. Les branchements :

Leur rôle est de collecter les eaux usées et les eaux pluviales d'immeubles. Un branchement comprend trois parties essentielles ;

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

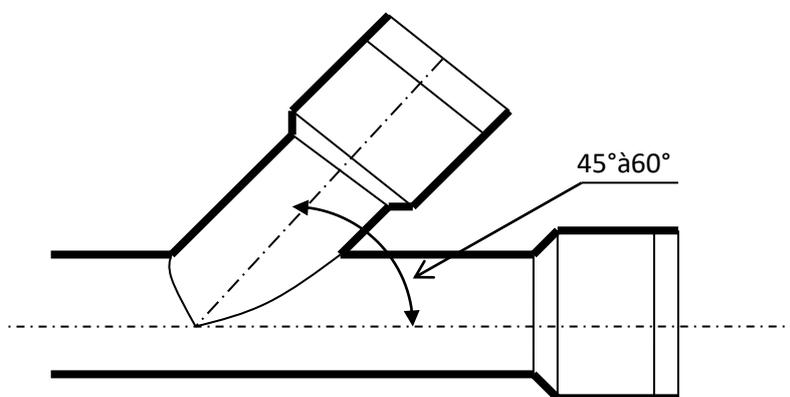


Figure VII.4 Exemple d'un branchement simple

VII.3.2. Ouvrages des surfaces :

Ce type d'ouvrages est destiné à recueillir des eaux pluviales.

On distingue deux catégories :

A) - Les ouvrages de recueil et de transport.

B) - Les ouvrages de recueil proprement dit en tête et sur le cours du réseau principal.

A) Les ouvrages de recueil et de transport :

➤ Les fossés :

Les fossés sont destinés à recueillir des eaux provenant des chaussées en milieu rural. Ils sont soumis à un entretien périodique.

➤ Les caniveaux ou rigoles :

Les caniveaux sont destinés à recueillir des eaux pluviales ruisselant sur le profil transversal de la chaussée et des trottoirs et au transport de ces eaux jusqu'aux bouches d'égout.

B) Les bouches d'égout :

Les bouches d'égout sont destinées à collecter les eaux en surface (Pluviale et de lavage des chaussées) Elles sont généralement disposées au point bas des caniveaux soit sur le trottoir. La distance entre deux Bouches d'égout est en moyenne de 50m, la section d'entrée est en fonction de l'écartement entre les deux bouches afin d'absorber le flot d'orage venant de l'amont.

Les regards sont en fait des fenêtres par les quelles le personnel d'en elles peuvent être classées selon deux critères, la manière de recueillir des eaux et la manière dont les déchets sont retenus.



Figure VII.5 Exemple d'une bouche d'égout (absorption par le haut)

VII.3.3. Les ouvrages d'accès aux réseaux (les regards)

Les regards sont en fait des fenêtres par lesquelles le personnel d'entretien pénètre pour assurer le service et la surveillance du réseau. Ce type de regard varie en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain ainsi que du système d'évacuation.

- **Les regards simples :** Destinés pour raccordement des collecteurs de mêmes diamètres ou de diamètres différents.
- **Les regards latéraux :** Utilisés en cas d'encombrement du V.R.D ou collecteurs de diamètre important.
- **Les regards de chute :** En cas de forte pente.
 - La distance entre deux regards est variable :
 - ✓ 35 à 50m en terrain accidenté ;
 - ✓ 50 à 80m en terrain plat.
 - Sur les canalisations les regards doivent être installés :
 - ✓ A chaque changement de direction.
 - ✓ A chaque jonction de canalisation.
 - ✓ Aux points de chute.
 - ✓ A chaque changement de pente.
 - ✓ A chaque changement de diamètre.

Types des regards:

1. Regards de visite :

Ces regards sont destinés à l'entretien courant et le curage régulier des canalisations tout en assurant une bonne ventilation de ces dernières, l'intervalle d'espacement est de 30 à 50m.

2. Regards de jonction :

La présence d'air dans les égouts est la meilleure garantie contre la fermentation et la production du sulfure d'hydrogène gazeux ; la ventilation s'opère par :

- Les tampons des regards munis d'orifices appropriés.
- Les tuyaux de chute qui doivent être prolongés jusqu'à l'air libre.
- Les cheminées placées sur l'axe de la canalisation.

3. Regards de chute:

C'est l'ouvrage le plus répandu en Assainissement, il permet d'obtenir une dissipation d'énergie en partie localisée, il est très utilisé dans le cas où le terrain d'une agglomération est trop accidenté. Ils sont généralement utilisés pour deux différents types de chutes :

A) La chute verticale profonde : Utilisée pour un diamètre faible et un débit important ; leur but est de réduire la vitesse.

B) La chute toboggan : Cette chute est utilisée pour des diamètres assez importants, elle assure la continuité d'écoulement et permet d'éviter le remous

VII.3.4. Les ouvrages spéciaux

✓ **Le déversoir d'orage**

Les déversoirs d'orage ont pour fonction d'évacuer le débit excédentaire qui circule dans les collecteurs lors d'événements pluvieux, en dirigeant directement les eaux vers le milieu naturel. Étant donné que la station d'épuration ne peut traiter qu'un débit d'eau concentré équivalent à 3 à 4 fois le débit par temps sec, les déversoirs sont conçus pour décharger une quantité spécifique d'eau pluviale du réseau afin de maintenir une économie de dimensionnement du réseau aval. Ces ouvrages jouent un rôle crucial, particulièrement dans la conception des réseaux en système unitaire, et sont ainsi considérés comme des dispositifs de contrôle permettant de réguler hydrauliquement les effluents dans le réseau d'assainissement.

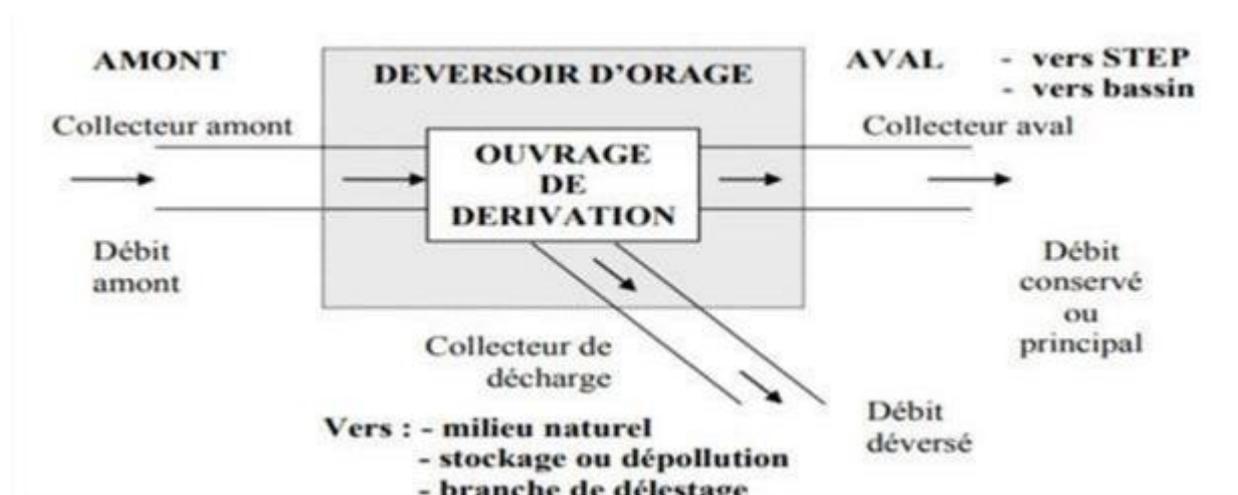


Figure VII.6 Schéma de principe de fonctionnement du déversoir d'orage

✓ **Emplacement des déversoirs d'orage :**

Avant de déterminer l'emplacement des déversoirs d'orage, il faut considérer :

- Le milieu récepteur et son équilibre après le reje des effluents, en établissant un degré de dilution en fonction du pouvoir auto-épurateur du milieu récepteur.
- Les valeurs du débit compatibles avec la valeur de dilution et l'économie générale du projet, en recherchant le facteur de probabilité de déversement pour limiter la fréquence des lâchers d'effluents dans le milieu récepteur.
- La capacité et les surfaces des ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et le mauvais fonctionnement.
- Le régime d'écoulement du niveau d'eau dans la canalisation amont et aval.
- La topographie du site et les variations des pentes.

VII.4. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons étudié a permis de définir les objectifs et les besoins futurs en matière de traitement des eaux usées, à travers un programme de travaux et d'actions qui nous permettront d'assurer la suite de l'expansion urbaine actuelle et future.

- Protection de la santé publique.
- Protection du milieu récepteur et de ses usages (santé et environnement).
- Protection contre les inondations.

Les regards projetés jouent un rôle de raccordement, de jonction, d'aération et de facilité d'exploitation. Ils permettent de contrôler l'état du réseau et de faciliter les interventions de maintenance.

Chapitre VIII : Organisation de chantier

VIII.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous mettons en place l'organisation du chantier de notre projet, ce qui nous permettra d'estimer le coût de sa réalisation. Ce processus comprend le calcul des quantités de toutes les opérations à effectuer sur le terrain, puis la multiplication du volume de travail par les prix unitaires correspondants. Nous aborderons également la question de la planification des travaux, afin d'estimer le temps nécessaire à la réalisation du projet.

VIII.2. Les étapes de réalisation du projet :

Pour la pose de canalisation, il est essentiel d'exécuter certaines opérations dans un ordre précis.

VIII.2.1 Manutention et stockage des conduites :

✓ Manutention :

Pour protéger les conduites pendant le transport, il est important d'éviter les chocs, surtout au niveau des extrémités, et de prévenir tout déchargement brutal sur le sol.

✓ Stockage:

Pour le stockage du matériel, il est impératif de respecter les consignes suivantes :

- Assurer que l'aire de stockage soit plane et nivelée.
- Protéger les accessoires et les conduites de l'exposition au soleil.
- Préserver les conduites des produits chimiques, des solvants et des huiles.

VIII.2.2 Décapage de la terre végétale

Cette opération préliminaire consiste à enlever la couche superficielle du sol, soit les dix (10) premiers centimètres, principalement constituée de matière végétale.

VIII.2.3 Exécution des tranchées et des fouilles des regards

Le fond de fouille doit être nivelé selon la pente du projet, tout en évitant tout remaniement, et en respectant les largeurs minimales des tranchées pour des raisons de sécurité.

VIII.2.4 Aménagement du lit de sable

Les conduites doivent être posées sur un lit de sable contenant au moins 12% de particules inférieures à 0,1 mm. Si le terrain est instable, des travaux spéciaux peuvent être nécessaires, tels que l'exécution d'un béton de propreté, de berceaux, ou même de dalles de répartition.

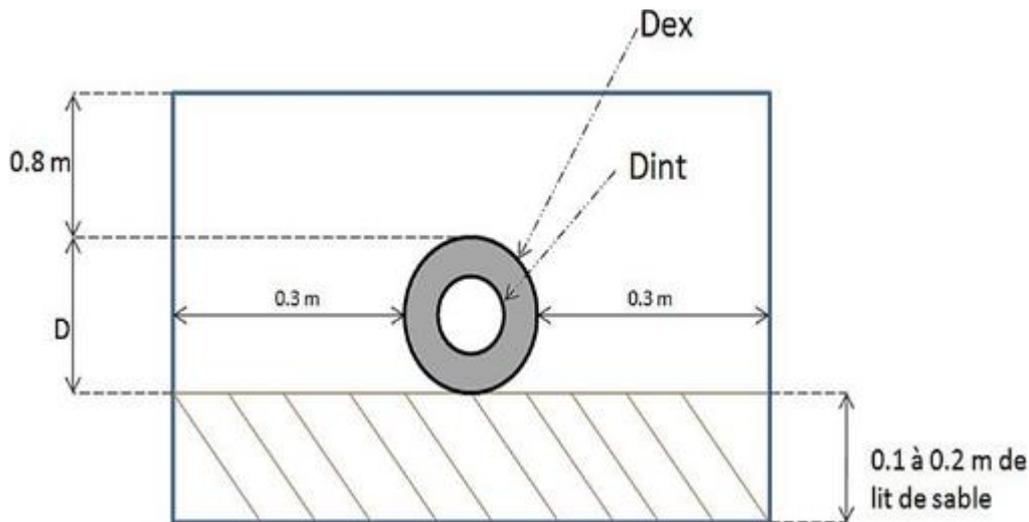


Figure VIII.1 Pose du lit de sable

VIII.2.5 Emplacement des jalons des piquets (piquetage)

Dans chaque point d'emplacement d'un regard, on doit placer un jalon de piquet.

VIII.2.6 Mise en place des conduites d'assainissement

L'installation des conduites d'assainissement est une opération complexe qui exige le respect de certaines règles pour assurer la qualité et la durabilité du réseau. Les étapes de mise en place sont les suivantes :

- Les tuyaux doivent être posés en commençant par l'aval, avec l'emboîtement, si présent, orienté vers l'amont.
- Le calage provisoire des tuyaux doit se faire à l'aide de mottes de terre ou de coins en bois, l'utilisation de pierres étant interdite.
- Les éléments d'un même tronçon doivent être alignés sur un même axe.
- La pente doit rester régulière entre chaque regard.
- À chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non visitables doivent être provisoirement obturées pour empêcher l'introduction de corps étrangers.

VIII.2.7 Assemblage des canalisations

Les joints des conduites circulaires à emboîtement sont réalisés à l'aide d'une bague forcée avec une armature, puis coulés sur place à l'intérieur d'un moule.

VIII.2.8 Les essais d'étanchéité

Une fois les conduites posées au fond des tranchées, un essai d'étanchéité est effectué en utilisant de l'eau, de l'air ou de la fumée.

VIII.2.9 Exécution des regards

Les regards sont généralement de forme carrée, avec des dimensions qui varient en fonction des collecteurs. La profondeur et l'épaisseur diffèrent d'un regard à l'autre. Leur réalisation se fait sur place en béton armé, bien que des regards préfabriqués puissent également être utilisés.

La construction des regards passe par plusieurs étapes :

- Réglage du fond du regard.
- Exécution de la couche du béton de propreté.
- Ferrailage du radier de regard.
- Bétonnage du radier.
- Ferrailage des parois.
- Coffrage des parois.
- Bétonnage des parois.
- Décoffrage des parois.
- Ferrailage de la dalle.
- Coffrage de la dalle.
- Bétonnage de la dalle.
- Décoffrage de la dalle.
- Remblaiement et compactage des tranchées.

VIII.2.10 Remblayage et compactage

Pour assurer la protection de la canalisation et la transmission des charges, il est nécessaire de procéder à un remblayage avec un matériau similaire à celui utilisé pour le remblayage latéral.

VIII.3. Choix des engins

Pour réaliser ces travaux, on doit utiliser différents types d'engins :

- Les engins de chargement Les engins de transport ;
- Les engins de transport ;
- Les engins de mise en place des matériaux ;

➤ Le décapage :

Pour le décapage de la terre végétale on utilise une niveleuse dans les terrains faciles à décapier, tandis que dans les terrains difficiles, c'est le bulldozer qui est employé.

➤ **L'excavation des tranchées :**

On utilise une pelle équipée en rétro. Ces engins sont conçus pour réaliser les déblais et les charger. Dans les terrains difficiles, il est nécessaire d'utiliser une pelle à chenilles.

➤ **Le remblaiement des tranchées :**

Le remblayage a été réalisé à l'aide d'une chargeuse, qui est équipée d'un corps automoteur articulé et d'une grande benne à l'avant.

➤ **Le compactage :**

Le compactage de la terre après remblayage a été fait avec un compacteur à rouleaux lisses, qui est un engin lourd, qui tasse la terre sous lui grâce à un ou plusieurs rouleaux en fonte.

VIII.4. Détermination des différents volumes des travaux :

✚ **Volume du déblai des tranchées :**

$$V_d = B \times L \times H \quad \text{(VIII.1)}$$

Tel que:

V_d : volume du déblai des tranchées (m³).

B : largeur de la tranchée (m).

H : profondeur de la tranchée (m).

L : longueur totale de la tranchée (m).

✚ **Volume occupé par le lit de sable :**

$$V_{ls} = e \times L \times B \quad \text{(VIII.2)}$$

Avec :

V_{ls} : volume du lit de sable (m³).

e : épaisseur de la couche de sable (0.15m).

B : largeur de la tranchée (m).

L : longueur totale de la tranchée (m).

✚ Volume occupé par les conduites :

$$V_{\text{cond}} = (\pi \times D_{\text{ext}}^2 / 4) \times L \quad (\text{VIII.3})$$

Avec :

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

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

L : longueur totale de la tranchée (m).

✚ Volume du remblai de protection :

$$V_{\text{rem}} = V_{\text{d}} - (V_{\text{cond}} + V_{\text{déc}} + V_{\text{ls}} + V_{\text{t}}) \quad (\text{VIII.4})$$

Avec:

V_{rem} : volume du remblai (m³).

V_{d} : volume du déblai (m³).

V_{ls} : volume du lit de sable (m³).

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

V_{t} : volume de la couche du tout-venant.

✚ Volume excédentaire :

$$V_{\text{exc}} = V_{\text{f}} - V_{\text{rem}} \quad (\text{VIII.5})$$

Tel que:

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

V_{f} : Volume du sol foisonné (m³).

V_{rem} : Volume du remblai (m³).

Sachant que:

$$V_{\text{f}} = V_{\text{d}} \times K_{\text{f}} \quad (\text{VIII.6})$$

Avec:

K_{f} : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol (1.25).

Tableau (VII-1) : Coefficient de foisonnement

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

Notre coefficient de foisonnement est de 1.25.

Les différents volumes sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau (VII-2) : Volumes de travaux

Les volumes	V deb (m ³)	V condit (m ³)	V Ls (m ³)	V remb (m ³)	V excéd (m ³)
La somme	203,2	198,4	167,99	233,61	28,895

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

N°	Désignation des Travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Déblai	m ³	203,2	250	50800
2	Pose du lit de Sable	m ³	198,4	700	138880
3	Remblai de Tranchée	m ³	233,61	150	35041,5
4	Evacuation des déblaies Excédentaire	m ³	28,895	250	7223,75
5	Grillage averstisseur (Marron)	MI	1200	50	60000
B	Canalisations				
	Canalisations en pvc et béton				
1	300	ml	300	1500	450000
2	400	ml	700	2300	1610000
3	500	ml	1000	3100	3100000
4	600	ml	50	4000	200000
5	800	ml	50	5000	250000
C	Construction				
	Construction des regards en béton armé entre (1.0X1.0 m) et (1.5X1.5m)	U	6	80000	480000
THT					6381945,25
TVA 19%					1212569,6
TTC					7 594 514,85

VIII.5. Planification des travaux

Cette approche vise à optimiser en permanence l'utilisation efficace de la main-d'œuvre et des ressources pour garantir la performance des actions mises en œuvre. Les étapes clés incluent l'aménagement des postes de travail, les observations instantanées, l'analyse des tâches, la mesure du temps, la fixation des objectifs et des responsabilités, la simplification des méthodes et la stabilisation des postes de travail.

VIII.6. Technique de la planification

Il y a deux méthodes principales de planification :

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

➤ Définition du réseau

Un réseau est une représentation graphique d'un projet qui illustre les relations entre les différentes tâches, qu'elles soient successives, simultanées ou convergentes, ainsi que leur durée d'exécution. Il existe deux types de réseaux distincts.

1. Réseau à flèches :

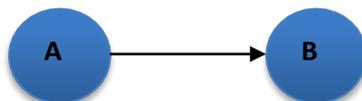
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

2. Réseau à nœuds

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches. L'opération (**B**) ne peut commencer que si l'opération (**A**) est complètement achevée.



➤ **Construction du réseau :**

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

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

➤ **Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)**

L'objectif de cette approche est d'optimiser le délai d'exécution d'un projet en intégrant trois phases distinctes.

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue.

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

➤ **Les étapes de la planification**

La planification est le processus d'élaboration de la démarche à suivre pour exécuter les travaux. Elle comprend les étapes suivantes :

❖ **Collection des informations**

La création d'une synthèse des informations obtenues à partir d'études comparatives permet une utilisation optimale du plan de mise en œuvre de notre projet.

❖ **Décomposition du projet**

Cette étape est cruciale, car chaque projet peut être analysé de différentes façons. Nous assignons un responsable à chaque tâche, ainsi que les ressources matérielles nécessaires.

❖ **Relations entre les tâches**

Il existe deux types de relations fondamentales entre les tâches lors de la réalisation : l'une repose sur un enchaînement logique, tandis que l'autre concerne un enchaînement préférentiel.

➤ **Les paramètres de la méthode C.P.M**

Les éléments essentiels dans l'exécution de cette méthode sont les suivants

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

TR : Temps de réalisation.

DCP : Date de commencement au plus tôt.

DCPP : Date de commencement au plus tard.

DFP : Date de finition au plus tôt.

DFPP : Date de finition au plus tard.

MT : Marge totale.

Avec :

$$\mathbf{DFP = DCP + TR} \quad \mathbf{(VIII.7)}$$

$$\mathbf{DCPP = DFPP - TR} \quad \mathbf{(VIII.8)}$$

➤ **C.P.M : méthode du chemin critique**

Il s'agit du trajet reliant les opérations ayant une marge totale nulle (0) et qui détermine la durée totale du projet (DTR).

Ainsi, pour identifier un chemin critique, il est nécessaire de vérifier la condition double suivante :

$$MT=0$$

$$\mathbf{c.c \iff \left\{ \sum TR_{c.c} = D.T.P \right.}$$

➤ **Attribution des durées de chaque opération**

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels).
- Dimensions du projet.

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

$$T = \frac{Q N}{n} \quad \mathbf{VIII}$$

Avec :

Q : Quantité de travail.

N : Rendement.

n : Nombre d'équipes

➤ **Symboles des différentes opérations**

Les principales opérations à exécuter sont les suivantes :

tableau VIII.4. Les symboles de différentes opérations

Opérations	symboles	jours
Lancement des travaux	A	20
Piquetage	B	10
Décapage de la couche de goudron et celle de la végétation	C	15
Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards	D	70
Aménagement du lit de pose	E	25
Construction des regards	F	35
La mise en place des canalisations en tranchée	G	25
Constructions des ouvrages annexes	H	30
Assemblage des tuyaux	I	25
Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints	J	15

Remarque :

Les travaux de construction des ouvrages annexes signifient les travaux suivants : les travaux de réalisation des déversoirs d'orages, bassins de décantations, de filtration, les bouches d'égout et les ouvrages de rejet.

➤ **La détermination des délais par la méthode de tableau :**

tableau VIII.5. Détermination des délais

Opérations	TR	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	15	0	15	0	15	0
B	00	15	15	15	15	0
C	55	15	70	15	70	0
D	25	70	95	125	150	20
E	80	70	150	70	150	0
F	30	70	100	120	150	20

G	35	70	105	115	150	40
H	25	150	175	150	175	0
I	15	175	190	175	190	0
J	20	190	210	190	210	0

→ avec un temps de réalisation égal à : $\sum Tr = 210$ jours.

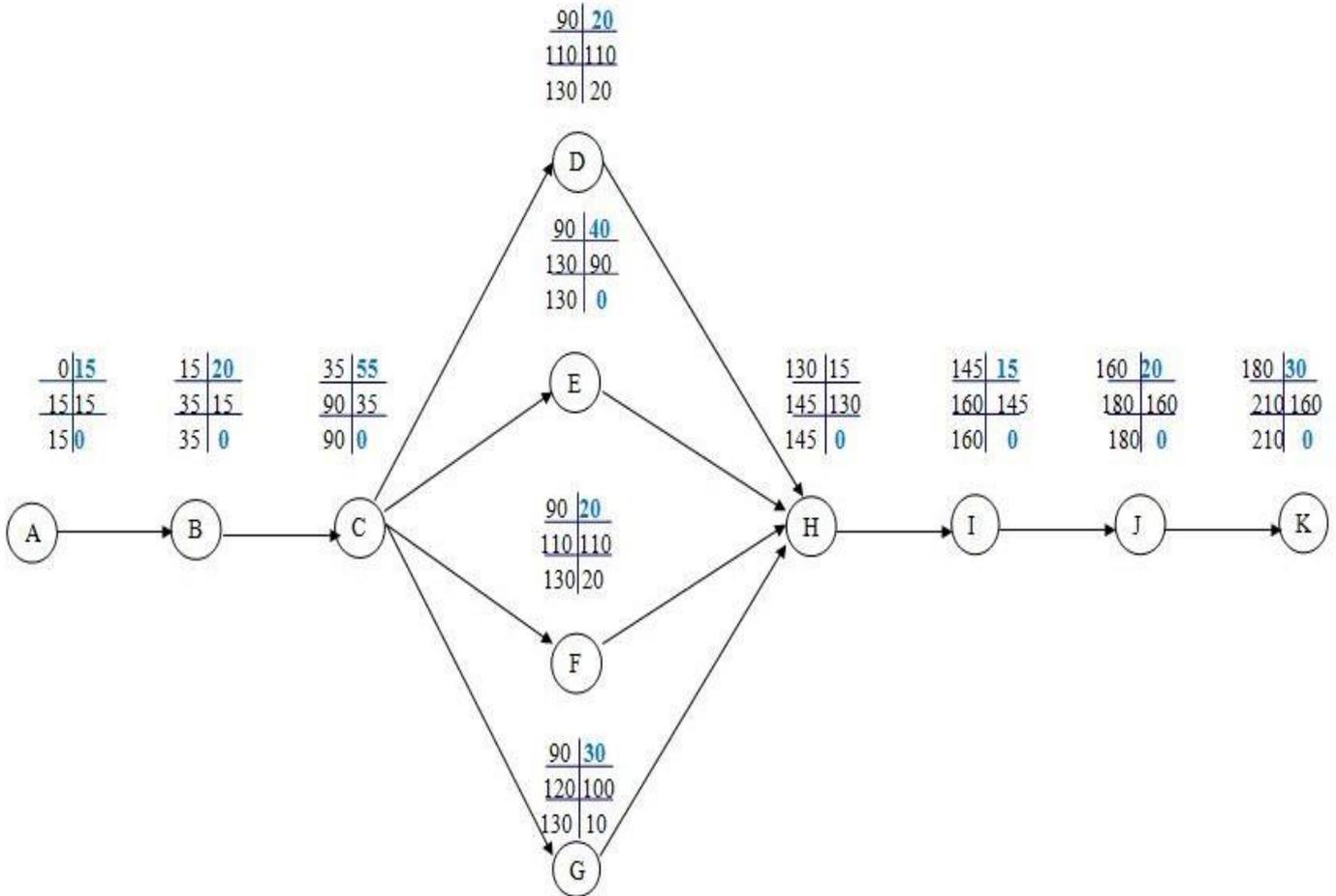


Figure VII.9: Réseau à nœuds .

Conclusion :

Ce chapitre souligne l'importance de la préparation du chantier avant le début des travaux. Cette étape comprend l'évaluation des quantités de travaux à effectuer. En effet, l'estimation du montant des travaux permet de préparer un devis quantitatif et estimatif, document indispensable pour déterminer le coût total du projet. Dans le cas présent, le coût total du projet est estimé à sept millions cinq cent quatre-vingt-quatorze mille cinq cent quatorze dinars et quatre-vingt-quinze centime.

Conclusion

Générale

Conclusion générale :

L'objectif de notre étude est de diagnostiquer et rénover le réseau d'assainissement de la commune d'Oulad Hilal, afin d'assurer l'évacuation efficace des eaux usées et pluviales dans des conditions optimales. Cela vise à prévenir les risques pour la santé publique et l'environnement naturel.

Notre première étape a consisté à présenter la zone d'étude, puis nous avons effectué les calculs hydrologiques afin de déterminer l'intensité moyenne maximale, qui s'élève à 212,75 l/s/ha.

Pour le réseau d'égouts, nous avons opté pour un système unifié avec un décalage latéral, permettant d'acheminer simultanément les eaux usées et pluviales vers la vallée. Pour évaluer les débits d'eaux usées, nous avons pris en compte les flux domestiques et publics, étant donné l'absence d'activités industrielles dans la région. Afin d'estimer les débits d'eaux pluviales, nous avons divisé la zone d'étude en 7 sous-bassins et appliqué la méthode rationnelle pour effectuer les calculs.

Pour les composants du réseau d'assainissement, nous avons opté pour des tuyaux en PVC pour les diamètres inférieurs à 630 mm et en béton pour les diamètres supérieurs. Les autres structures incluent des regards, des bouches d'égout et des puits de visite. Pour les ouvrages spéciaux, nous avons sélectionné des collecteurs d'eaux pluviales ainsi que des bassins de sédimentation. Les calculs hydrauliques, concernant le dimensionnement des collecteurs, ont abouti à des diamètres variant entre 300 mm et 800 mm, en fonction de la pente et du débit de chaque tronçon.

Enfin, nous avons estimé le coût du projet pour évaluer le coût du projet, qui est de 7 594 514,85 dinars algériens, avec une période de construction de 210 jours.

Bibliographie

- Schémas des réseaux d'évacuation en assainissement par Pr. B.SALAH, Enseignant d'AEP- Assainissement.
- Mémoire Azari S., 2019. « Dimensionnement d'un réseau d'assainissement de la nouvelle ville de BOUINAN – Lot : B et D – (W. Blida) ». Mémoire de fin d'étude. ENSH, Blida
- Mémoire Mebarki.F, 2019. « Diagnostic et dimensionnement du système d'assainissement de la commune d'EL Biod W. Naama.
- Bourrier, R., Satin, M., & Selmi, B. (2017). Guide technique de l'assainissement : Collecte, épuration, conception, exploitation (5e éd). Éditions « Le Moniteur ».
- Mémoire BAYOU.A « L'étude du réseau d'assainissement de la localité d'adjlana W.Médéa C.Ksar El Boukhari