



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT

THEME :

**Dimensionnement et conception du réseau
d'assainissement de la commune d'Ouled Maaref
(Wilaya de Médéa)**

Présenté par :

AIT ZIANE Yousra Nesrine

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
AMMARI Abdelhadi	M.C.A	Président
BELLABAS Salima	M.C.B	Examineur
BOUNNAH Younes	M.A.A	Examineur
SALAH Boualem	Professeur	Promoteur

Session : 2023

Remerciement

Tout d'abord, je tiens à exprimer ma gratitude envers Dieu le Tout-Puissant pour m'avoir doté de l'ambition, de la force, de la volonté et du courage nécessaires pour réaliser ce modeste travail, façonné avec amour, passion et honnêteté.

Je souhaite exprimer mes sincères remerciements à ma mère pour son soutien indéfectible, sa motivation et ses sacrifices, qui ont contribué à me conduire là où je suis aujourd'hui.

Également, un grand merci à mon cher père, qui a tout donné pour m'apporter un soutien moral et financier, ainsi que pour ses encouragements constants et ses conseils avisés.

Mes vifs remerciements vont à mon promoteur, Monsieur SALAH Boualem, pour ses conseils précieux, sa motivation et sa confiance. Je le remercie également chaleureusement pour les efforts qu'il a déployés pour m'aider et m'accompagner pas à pas dans la correction et la réalisation de ce travail.

Un remerciement particulier aux membres du jury qui auront l'honneur d'évaluer et d'apprécier mon travail.

Je souhaite également exprimer ma gratitude envers l'ensemble des enseignants de l'ENSH qui m'ont éclairé, orienté et soutenu tout au long de ma formation.

N'oublions pas mes amis qui m'ont prodigué de précieux encouragements, ainsi que toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

Je conclus en exprimant ma profonde reconnaissance envers chaque personne qui a joué un rôle dans cette réalisation.

AIT ZIANE Yousra Nesrine

Dédicace

À travers ce modeste travail, je tiens à exprimer un profond hommage, marquant ainsi mon respect et ma reconnaissance à :

Mes chers parents, ma mère et mon père

Leur dévouement, les sacrifices consentis, et le soutien aussi bien moral que matériel dont ils ont fait preuve ont été les piliers essentiels de ma réussite. Ces valeurs inestimables ont tracé le chemin de mon parcours.

Ma précieuse sœur Khadidja

Source inépuisable de motivation, un soutien constant et une présence rayonnante.

Toute ma famille

Qui m'a soutenu et a contribué de près ou de loin à ma formation, leur encouragements, conseils et sacrifices ont été des éléments cruciaux.

Tous mes enseignants et toute la famille d'ENSH

Tous Mes amis

(Khawla, Chourouk, Warda, Habiba, Youcef, Hamid, Noura, , Yasmine)

Et à bien d'autres qui se joignent à eux, que leurs noms soient cités ou non, chacun d'eux a été une source de joie et de soutien. L'amitié et les moments partagés ont enrichi ma vie de manière indescriptible.

La mémoire de notre regrettée collègue Fadhila

Nous conservons le souvenir d'une personne déterminée, passionnée et engagée, dont l'empreinte restera gravée en nous. Sa présence manquera toujours. Que son âme repose en paix.

AIT ZIANE Yousra Nesrine

ملخص

تشهد بلدية أولاد معارف، الموجودة في ولاية المدية، توسعًا سكانيًا ملحوظًا، مما يؤدي إلى زيادة كبيرة في التصريفات. الحالة الشبه غير موجودة لشبكة الصرف الصحي تبرز أهمية أساسية لإجراء دراسة مستفيضة. هدفنا، بعد جمع البيانات اللازمة، هو حساب احتياجات التصريف، وتحجيم، وتصميم نظام للتصريف من نوع وحدي. تهدف هذه النهج إلى الرد بدقة على الاحتياجات المتزايدة للسكان في مجال الصرف الصحي، ضمانًا بذلك أن يتم تصميم الشبكة بشكل فعال لإدارة المياه العادمة. **كلمات مفتاحية:** توسع سكاني، شبكة صرف صحي، نظام تصريف.

Résumé

La commune d'Ouled Maaref, située dans la wilaya de Médéa, connaît une expansion démographique significative, entraînant une augmentation considérable des rejets. L'état quasi inexistant du réseau d'assainissement souligne l'importance cruciale de la réalisation d'une étude approfondie. Notre objectif, après la collecte des données nécessaires, est de calculer les besoins d'évacuation, de dimensionner et de projeter un système d'évacuation de type unitaire. Cette approche vise à répondre de manière précise aux besoins croissants de la population en matière d'assainissement, garantissant ainsi que le réseau est conçu de manière efficace pour gérer les eaux usées.

Mots clés : expansion démographique, réseau d'assainissement, système d'évacuation .

Abstract

The municipality of Ouled Maaref, located in the wilaya of Médéa, is experiencing significant population growth, leading to a considerable increase in wastewater discharge. The nearly non-existent state of the sanitation network underscores the crucial importance of conducting a thorough study. The objective of our study is, following the collection of necessary data, to calculate evacuation needs, size, and project a unitary drainage system. Thus, our approach aims to precisely address the growing sanitation needs of the population, ensuring optimal network sizing for effective wastewater management.

Keywords : demographic expansion, sanitation network, wastewater management .

Sommaire

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des planches

Introduction générale.....1

Chapitre- I- PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction	2
I.1- Situation géographique.....	2
I.2- Situation géologique	3
I.3 -Situation climatique.....	3
I.3.1-Température	3
I.3.2- Pluviométrie	4
I.3.3-Les vents.....	4
I.3.4- L'humidité relative	5
I.3.5- Le sirocco	6
I.3.6-La grêle.....	6
I.3.7- La neige	7
I.4- Situation topographique	7
I.5- Situation hydrographique	7
I.6- situation hydraulique	8
I.6.1- Système d'alimentation en eau potable existant.....	8
I. 6.2- Système d'assainissement existant	8
I.7- Diagnostic du réseau	8

Conclusion	9
------------------	---

Chapitre-II- ETUDE HYDRAULOGIQUE

Introduction.....	11
II.1- Les averses.....	11
II.2-Choix de la période de retour	11
II.3- Détermination de l'intensité moyenne de précipitation	11
II.4- Analyse des données pluviométriques et choix du type de la loi d'ajustement	12
II.4.1- Analyse des données statistiques	12
II.4.2-Les caractéristiques empiriques de la série	14
II.6-Ajustement de la série pluviométrique.....	16
II.6.1- Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel	17
II.6.2- Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (log-normale)	20
II.6.3-Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GEV	23
II.7-Choix de loi d'ajustement	25
II.7.1-Test graphique.....	25
II.7.1.1-Analyse des graphiques.....	25
II.7.2-Test d'adéquation de Khi-deux (χ^2).....	26
II.8-Calcul des pluies et des intensités de courte durée.....	26
II.8.1-Pluies de courte durée.....	26
I.8.2-Intensités de courte durée	27
II.8.3-Intensité moyenne maximale	28
Conclusion	29

Chapitre- III-CALCUL DE BASE

Introduction.....	31
III.1- Situation démographique.....	31
III.2- Découpage de la superficie urbaine en surfaces élémentaires	31
III.3 Systèmes d'évacuation	32

III.3.1- Système unitaire	33
III.3.2- Système séparatif.....	35
III.3.3- Pseudo- séparatif	36
III.4- Choix du système d'évacuation	36
III.5- Schémas d'évacuation.....	37
III.5.1- Schéma perpendiculaire	37
III.5.2- Schéma par déplacement latéral	37
III.5.3- Schéma à collecteur transversal ou oblique.....	38
III.5.4- Schéma à Collecteur Étagé	38
III.5.5- Schéma radial	38
III.6- Choix du schéma du réseau d'évacuation.....	39
III.7- Choix du coefficient de ruissellement	39
III.8- Calcul de la population de chaque surface élémentaire.....	42
III.8.1- Calcul du coefficient de ruissellement pondéré total	42
III.8.2- Calcul de la densité partielle.....	43
Conclusion.....	44

Chapitre- IV-ESTIMATION DES DEBITS A ÉVACUER

Introduction.....	46
IV.1- Évaluation des débits d'eaux usées.....	46
IV.2- Nature des eaux usées à évacuer.....	46
IV.2.1- Les eaux usées domestiques	46
IV.2.1.1- Consommation d'eau potable.....	47
IV.2.2- Les eaux des services publiques.....	47
IV.2.3- Les eaux usées industrielles.....	47
IV.2.4- Les eaux parasites.....	47
IV.3- Estimation des débits des eaux usées	48
IV.3.1- Estimation des débits des eaux usées domestiques	48
IV.3.2- Estimation des débits des eaux usées des établissements publics.....	49

IV.3.3-Estimation des débits des eaux parasites	51
IV.4-Évaluation des débits des eaux pluviales	52
IV.4.1-La méthode superficielle	52
IV.4.1.1-Hypothèses et base de calcul du modèle	53
IV.4.1.2-Validité de la méthode superficielle.....	53
IV.4.2-La méthode rationnelle.....	53
IV.4.2.1-Hypothèses de la méthode rationnelle	54
IV.4.2.2-La validité de la méthode rationnelle.....	54
IV.4.2.3-Temps de concentration	55
IV.4.2.4-Coefficient de correction	55
IV.4.2.5-Calcul des débits pluviaux pour chaque surface élémentaire.....	56
IV.5-Débits totaux d’eaux usées et pluviales des surfaces élémentaires.....	56
Conclusion.....	57

Chapitre-V-DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D’EVACUATION

Introduction.....	59
V.1-Conditions d’implantation des réseaux.....	59
V.2-Conditions d’écoulement et de dimensionnement.....	59
V.3-Mode de calcul	60
V.4-Mode de dimensionnement des canalisations.....	60
Conclusion.....	65

Chapitre–VI- LES OUVRAGES ANNEXES ET LES ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU

Introduction.....	67
VI.1-Ouvrages principaux.....	67
VI.1.1- Les canalisations	67
VI.1.1.1- Formes et sections de conduites	67
VI.1.1.2- Les types de canalisations.....	68
VI.1.1.3-Critères du choix du type de canalisations	70

VI.1.1.4- Les joints des conduites circulaires.....	70
VI.1.1.5-Différentes actions supportées par la conduite.....	71
VI.1.1.6-Protection des conduites	72
VI.1.1.7-Essais des tuyaux préfabriqués.....	72
VI.1.1.8-Pose de canalisation	73
a. Les modes de pose.....	73
b. Conditions requises pour la pose de conduites	73
VI.2-Ouvrages annexes	74
VI.2.1-Ouvrages normaux	75
VI.2.1.1-Les branchements.....	75
VI.2.1.2-Les ouvrages de surface et recueillis.....	75
• Caniveaux.....	76
• Bouches d'égout	76
VI.2.1.3-Les ouvrages d'accès au réseau (regards).....	77
♦ Dispositions	77
♦ Fonctions	78
♦ Types de regards.....	78
VI.2.2-Ouvrages spéciaux	80
VI.2.2.1-Déversoir d'orage.....	80
a-Composition des Organes d'un Déversoir d'Orage.....	81
b-Emplacement des déversoirs d'orage.....	82
c- Les fonctions des déversoirs d'orage	82
d- L'implantation des déversoirs d'orage.....	83
e- Types de déversoirs	83
e.1-Les ouvrages à seuil déversant.....	83
e.2- Les ouvrages qui n'ont pas recours au seuil	86
e.3-Déversoir du fond.....	86
f. Choix du type de déversoir	87
g. Les ouvrages annexes des déversoirs d'orage.....	87
❖ Mode de calcul.....	90

VI.2.2.2-Ouvrage de bassin de décantation	93
a) Définition	93
b) Dimensionnement du bassin de décantation.....	93
Conclusion	97
 Chapitre –VII-ORGANISATION DU CHANTIER ET SECURITE DU TRAVAIL	
Introduction.....	99
VII.1-Les étapes de réalisation du projet	99
VII.1.1-Exécution des travaux	99
VII.1.1.1-Manutention et stockage des conduites.....	100
VII.1.1.2- Décapage de la couche de végétation	101
VII.1.1.3 - Excavation des tranchées et des fouilles pour les regards	101
VII.1.1.4-Aménagement du lit de pose	102
VII.1.1.5-Emplacement des jalons des piquets.....	103
VII.1.1.6-La mise en place des canalisations en tranchée.....	103
VII.1.1.7-Mise en place des conduites	104
VII.1.1.8-Assemblage des conduites	106
VII.1.1.9-Les essais d'étanchéité.....	105
VII.1.1.10-Remblaiement des tranchées	105
VII.1.1.11-Construction des regards	105
VII.1.1.12-Choix des engins	106
VII.2-Détermination des différents volumes	109
VII.2.1-volume de la couche et terre végétale	109
VII.2.2-Volume des déblais des tranchées	110
VII.2.3-Volume du lit de sable	110
VII.2.4-Volume occupé par les conduites	110
VII.2.5-Volume du remblai.....	110
VII.2.6-Volume excédentaire.....	100
VII.3-Devis quantitatif et estimatif.....	111

VII.4-Sécurité de travail.....	112
VII.4.1-Les Causes des Accidents sur le Lieu de Travail.....	113
VII.4.2-Liste des conditions dangereuses.....	114
VII.4.3-Liste des actions dangereuses	115
VII.4.4-La prévention des risques professionnels.....	116
VII.5-Planification du projet.....	117
VII.5.1-Techniques de la planification	117
VII.5.1.1-Méthodes basées sur le réseau.....	117
VII.5.1.2-Méthode basées sur le graphique	118
VII.5.2-Les étapes de la planification.....	118
VII.5.2.1-Collection des informations.....	119
VII.5.2.2-Décomposition du projet.....	119
VII.5.2.3-Relations entre les tâches.....	119
VII.5.2.4-Les paramètres de la méthode C.P.M	119
VII.5.2.5-Attribution des durées de chaque opération	120
VII.5.3-Symboles des différentes opérations	120
Conclusion	122

Conclusion générale.

Références bibliographiques.

Annexes.

Liste des tableaux

Chapitre –I-PRESENTATION DE LA ZONE D’ETUDE

Tableau I-1 : températures moyennes mensuelles	3
Tableau I-2 : Précipitations moyennes mensuelles)	4
Tableau I-3 : Vitesses du vent.....	4
Tableau I-4 : Répartition mensuelle de l’humidité relative.....	5
Tableau I-5 : Nombre de jours de Sirocco	6

Chapitre-II-ETUDE HYDRAULOGIQUE

Tableau II.1 : Identification de la station de Médéa	13
Tableau II-2:La série pluviométrique (station de MEDEA) 1985-2019.....	13
Tableau II-3 : caractéristiques de la série pluviométrique	15
Tableau II-4 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel (Hyfran).....	19
Tableau II-5 : Résumé des Caractéristiques de la Série pour l'Ajustement à la Loi de Gumbel	20
Tableau II-6 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton.....	22
Tableau II-7 : Résumé des Caractéristiques de la Série pour l'Ajustement à la Loi de Galton.	22
Tableau II-8 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi GEV	24
Tableau II-9 : Test d'adéquation de la loi de GEV et la loi de Galton.....	26
Tableau II-10:Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensités	27

Chapitre- III-CALCUL DE BASE

Tableau III-1 : Perspectives d'évolution de la population futur.....	32
Tableau III-2 : Domaine d'utilisation, avantages et inconvénients du système unitaire.....	34
Tableau III-3: Domaine d'utilisation, avantages et inconvénients du système séparatif	35

Tableau III-4 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol.....	40
Tableau III-5: Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.....	40
Tableau III-6 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population.	41
Tableau III-7 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces.	41
Tableau III-8 : Le coefficient de ruissellent pour chaque sous bassin.....	43
Tableau III-9:Détermination du coefficient de ruissellement, la densité partielle et la population pour Chaque surface élémentaire	43

Chapitre- IV-ESTIMATION DES DEBITS A ÉVACUER

Tableau IV-1: Débits des eaux usées domestiques pour chaque surface élémentaire.....	49
Tableau IV-2 : Débits d'équipements pour chaque surface élémentaire.....	50
Tableau IV-3: Débits des eaux parasites pour chaque surface élémentaire	51
Tableau IV-4 : Débits totaux des eaux usées à évacuer pour chaque surface élémentaire	52
Tableau IV-5 : Calcul des débits pluviaux pour chaque surface élémentaire	56
Tableau IV-6 : Débit total à évacuer	56

Chapitre-V-DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'EVACUATION

Tableau V-1 : coefficient de rugosité de Manning et Strickler pour divers types de matériaux	62
----------------------------------------------------------------------------------------------------	----

Chapitre-VI- LES OUVRAGES ANNEXES ET LES ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU

Tableau VI-1 : dimensionnement du premier déversoir d'orage projeté.	92
Tableau VI-2 : dimensionnement du deuxième déversoir d'orage projeté.	93
Tableau VI-3 : Les résultats des quantités de sable éliminées.....	95

Tableau VI-4: Dimensionnement du bassin de décantation projeté.....	96
---------------------------------------------------------------------	----

Chapitre–VII-ORGANISATION DU CHANTIER ET SECURITE DU TRAVAIL

Tableau VII-1 : Coefficient de foisonnement	111
Tableau VII-2 : Volumes de travaux	111
Tableau VII-3 : Évaluation quantitative et estimative du projet.....	111
Tableau VII-4 : Calcul des délais	121

Liste des figures

Chapitre –I-PRESENTATION DE LA ZONE D’ETUDE

Figure I-1 : Situation géographique d’Ouled Maaref.....	2
Figure I-2: Radar de vitesse du vent	5
Figure I-3 : Répartition mensuelle de l’humidité relative.....	6

Chapitre-II-ETUDE HYDRAULOGIQUE

Figure II-1 : Ajustement graphique de la série pluviométrique à la loi de Gumbel	20
Figure II-2 : Ajustement graphique de la série pluviométrique à la loi de GALTON	23
Figure II-3: Ajustement graphique de la série pluviométrique à la loi GEV	25
Figure II-4: Courbe intensité-durée-fréquence	28

Chapitre- III-CALCUL DE BASE

Figure III-1 : Schéma représentatif des branchements dans le système unitaire.....	33
Figure III-2 : schéma représentatif des branchements dans le système séparatif.....	35
Figure III-3 : schéma représentatif des branchements dans le système pseudo-séparatif ..	36
Figure III-4 : schéma perpendiculaire	37
Figure III-5: Schéma par déplacement latéral	37
Figure III-6: Schéma à collecteur transversal.....	38
Figure III-7 : Schéma à Collecteur Étagé	38
Figure III-8 : Schéma radial	38

Chapitre–VI- LES OUVRAGES ANNEXES ET LES ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU

Figure VI-1 : conduite de forme circulaire.....	68
Figure VI-2 : conduite de forme ovoïde.....	68
Figure VI-3 : Pose de canalisation sur un terrain ordinaire.....	74

Figure VI-4: exemple d'un branchement de service simple.....	75
Figure VI-5: schéma représente une bouche d'égout absorption par le haut.....	76
Figure VI-6 : schéma représente une bouche d'égout absorption latérale	76
Figure VI-7: emplacement des bouches d'égout	77
Figure VI-8: Regard de visite	78
Figure VI-9: regard double	79
Figure VI-10: regard de jonction	79
Figure VI-11: regard de chute.....	80
Figure VI-12: schéma du principe de fonctionnement d'un déversoir d'orage.....	81
Figure VI-13: Déversoir à seuil frontal.	84
Figure VI-14: Déversoir à seuil latéral et conduite aval étranglée	84
Figure VI-15: Déversoir à seuil latéral avec conduite aval à écoulement libre	85
Figure VI-16: Déversoir à seuil double.....	85

Chapitre –VII-ORGANISATION DU CHANTIER ET SECURITE DU TRAVAIL

Figure VII-1 : Stockage et déchargement des canalisations.....	101
Figure VII-2 : Engins de pose de conduites (Pipelayers)	104
Figure VII-3 : Panneau de consignes de sécurité sur le chantier.	113

Liste des planches

Planche N° 01/04 : Plan de masse.

Planche N° 02/04 : Trace du réseau d'assainissement.

Planche N° 03/04 : Profil en long du collecteur principale.

Planche N° 04/04 : Les ouvrages annexes et éléments d'égout.

Introduction

Générale

INTRODUCTION GENERALE

L'eau, présente sur terre, incarne le principe fondamental de la vie. Elle constitue à la fois un élément crucial du patrimoine naturel et une composante essentielle du cycle d'assainissement.

L'assainissement englobe l'ensemble des procédés de collecte, de transport et de traitement des eaux usées, assurant leur épuration avant leur rejet dans les rivières ou le sol. En l'absence d'un système d'assainissement adéquat, les déchets humains s'infiltrent dans les eaux souterraines et de surface. Les matières fécales déposées en plein air contaminent les sols. Au-delà des désagréments évidents, tels que les odeurs, l'absence de système d'assainissement a des répercussions sanitaires directes, favorisant le développement de maladies liées à l'eau, communément appelées maladies hydriques.

La zone d'étude, Ouled Maaref, est une commune située dans la Wilaya de Médéa, confrontée à une croissance démographique significative. Néanmoins, en dépit de cette expansion, son réseau d'assainissement est pratiquement inexistant, entraînant une augmentation des points de rejets directs dans l'oued. Il devient impératif d'établir de toute urgence un système d'assainissement efficace pour gérer l'évacuation des eaux usées de diverses natures. Ces rejets, s'ils persistent, risquent de causer des nuisances aux résidents et de contribuer à la pollution environnementale.

Dans le présent mémoire de fin d'études, notre démarche initiale consiste à présenter l'agglomération sous les angles de la situation géographique, topographique et hydraulique, en mettant particulièrement l'accent sur les aspects assainissement et alimentation en eau potable.

Le travail qui suit s'attache à calculer les besoins d'évacuation, que ce soit pour les eaux pluviales, les eaux domestiques, ou d'autres catégories de déversements. Ces calculs sont essentiels pour établir une base solide en vue du dimensionnement du système d'évacuation, prenant en considération non seulement la topographie du site, mais également l'emplacement stratégique de l'exutoire. Ce système comprendra des ouvrages annexes, tels que des déversoirs d'orage, un bassin de stockage, et d'autres structures spécialisées visant à garantir le bon fonctionnement du réseau.

Chapitre- I-

PRESENTATION DE

LA ZONE D'ETUDE

Chapitre –I-

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction

La présentation de la zone d'étude est une phase importante et indispensable qui consiste à la collecte de toutes les informations (géographiques, topographiques, géologiques, le climat etc...) qui nous seront nécessaires au dimensionnement et la conception du système e d'assainissement appelé à satisfaire notre commune en matière d'évacuation des effluents liquides soit vers le milieu naturel soit vers la Station d'épuration.

I.1- Situation géographique :

La commune d'Ouled Maaref, située à 44 km au Sud du chef-lieu de la wilaya de Médéa, est à vocation agro -pastorale. Elle dépend administrativement de la daïra d'Ain Boucif. Elle est délimitée comme suit:

- Au Nord par les communes d'Aouinet et Tletat Douairs
- Au Sud par la wilaya de Djelfa.
- A l'Est par la Commune d'Ain Boucif.
- A l'Ouest par les Communes de Mefatha et Saneg



Figure I-1 : situation géographique d'Ouled Maaref

I.2- Situation géologique :

La géologie locale de la commune d'Ouled Maaref est similaire à celle de Bir Messaoud, à quelques différences près. Il convient de noter que la géologie locale de Bir Messaoud ne présente pas les marnes verdâtres que l'on trouve dans la région d'Ouled Maaref. Voici une description de ces marnes :

Les marnes sont une série continue de roches sédimentaires riches en argile, de couleur grasse, jaunâtre ou brun verdâtre, avec de nombreuses paillettes de gypse. Environ une dizaine de mètres en dessous de la couche de silex éocène, les marnes se fragmentent en éclats indurés. On peut également observer deux bancs de grès glauconieux phosphatés : l'un d'environ 0,50 mètre au-dessus des marnes blanchâtres et l'autre d'environ 0,20 mètre au-dessus du précédent.

I.3- Situation climatique :

I.3.1 -Température :

La commune d'Ouled Maaref, par sa situation géographique est caractérisée par un climat sec .Le caractère principal de ce climat est l'alternance d'une saison chaude et sèche s'étalant du mois de Mars au mois d'Octobre, suivie d'une saison froide d'Octobre à Février. Les températures estivales peuvent atteindre en moyenne 30 degrés Celsius, voire plus lors des périodes de chaleur intense. Pendant les mois d'hiver, les températures peuvent descendre entre 5 et 10 degrés Celsius .Le tableau (I.3.1) ci-dessous indique les températures moyennes mensuelles :

Tableau I-1 : températures moyennes mensuelles

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Moy annuelle
T moy (°C)	21.5	15.35	10.10	6.55	5.5	6.9	9.4	12.55	16.2	20.75	25.30	25.25	11.60

(Source d'information : ANRH Blida)

D'après ce tableau, on peut conclure que la commune d'Ouled Maaref est caractérisée par une température moyenne mensuelle fraîche de 11,60°C avec :

- ✓ Un maximum mensuel de plus de 25°C enregistré au mois de juillet (25,30°C) et Aout (25,25°C).
- ✓ Un minimum mensuel enregistré au mois de Décembre (6,55°C), Janvier (5,5°C) et Février (6,9°C).

I.3.2- Pluviométrie :

La commune d'Ouled Maaref est caractérisée par une pluviosité annuelle permanente et irrégulière pendant toute l'année.

Tableau I-2 : Précipitations moyennes mensuelles (mm)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Total
P (mm)	4,5	42,9	40,9	117,9	74,8	25,5	44,7	39,3	31,3	30,1	4,3	0	456.2

(Source d'information : ANRH Blida)

La période la plus pluvieuse à Ouled Maaref se situe généralement entre novembre et mars. Pendant ces mois, la région reçoit la majorité de ses précipitations annuelles. Les pluies peuvent être intermittentes ou continues, avec des variations d'intensité. Les mois les plus pluvieux sont souvent décembre (117 mm) et janvier (74.8mm).

I.3.3- Les vents :

Les vents à Ouled Maaref sont généralement modérés. Cependant, il est possible que des périodes de vents plus forts se produisent, en particulier lors de changements de systèmes météorologiques ou lors de phénomènes atmosphériques spécifiques, tels que des tempêtes ou des dépressions.

La direction des vents varie au cours de l'année en fonction des systèmes météorologiques dominants. Pendant les mois d'été, les vents peuvent souvent souffler du nord-ouest ou de l'ouest, apportant une brise rafraîchissante en provenance de la mer Méditerranée. En hiver, les vents peuvent provenir du nord ou du nord-est, apportant de l'air plus froid de l'intérieur des terres. Il est indiqué dans le tableau (I.3.3) suivant la fréquence moyenne annuelle du vent relevée à 7 h, 13 h, 18 h (nombre de fois /heure) :

Tableau I-3 : Vitesses du vent

	N	N.E	E	S.E	S	S.W	W	N.W
7h	25	6	4	3	14	5	16	22
13h	26	6	3	7	15	5	17	21
18h	29	5	3	5	13	4	17	24

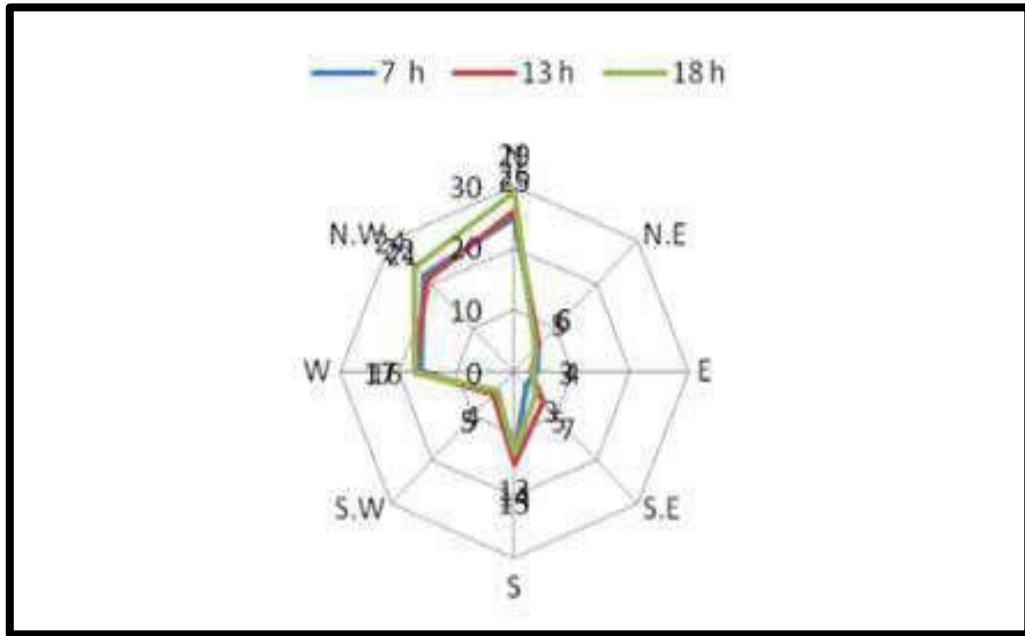


Figure I-2: radar de vitesse du vent

I.3.4- L'humidité relative :

L'humidité relative moyenne est de 63%. Elle présente un maximum en Décembre (77.4 %) et un minimum en Juillet (45.7 %). La moyenne annuelle est de 65.1%

Tableau I-4 : Répartition mensuelle de l'humidité relative

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	juillet	Aout
L'humidité relative	58,7	66,5	73,3	77,4	74,7	75,6	68,9	67,2	65,4	55,4	45,7	50,9

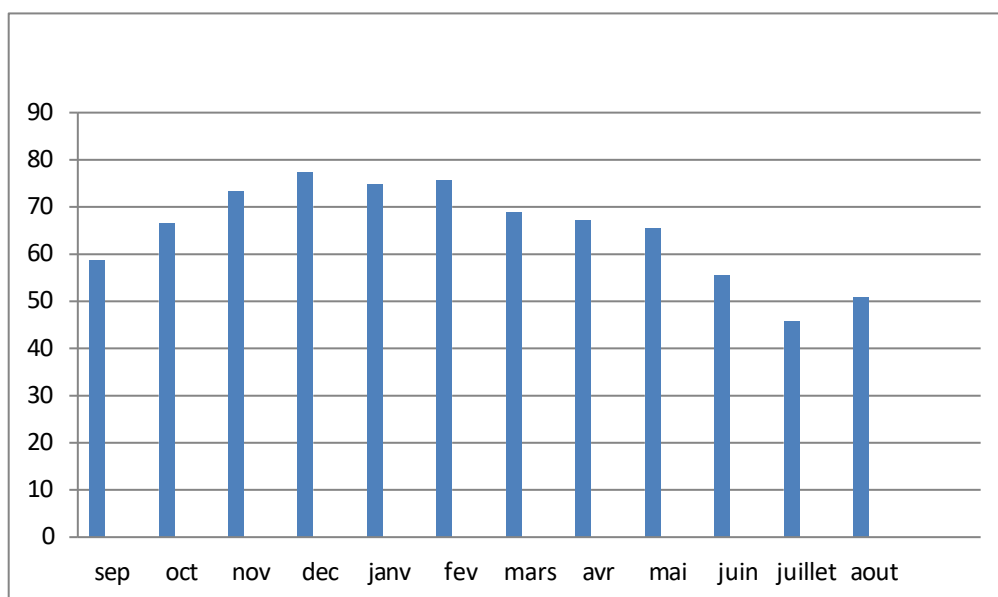


Figure I-3 : Répartition mensuelle de l'humidité relative

I.3.5- Le sirocco :

La fréquence et l'intensité du Sirocco sont des caractéristiques climatiques importantes en raison de leurs effets néfastes sur les cultures. Le tableau ci-dessous présente la moyenne des jours de Sirocco par mois dans les stations les plus proches de notre zone d'étude.

Tableau I-5 : Nombre de jours de Sirocco

	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	Moy
Ain Boucif	0	0	0.7	1,6	1.5	3.5	4.3	5.5	1.5	0.4	0.5	0	19.5
Ksar Boukhari	0	0.1	0.6	1.5	1.9	3.5	7.4	7.3	2.7	0.4	0.2	0	25.6

Le Sirocco est fréquent entre Avril et Septembre (18 jours de Sirocco en 6 mois).

I.3.6 -La grêle :

La grêle est un phénomène météorologique qui se produit généralement de manière très localisée, ce qui signifie qu'une chute de grêle peut être enregistrée uniquement dans un nombre limité de stations météorologiques. Par conséquent, il est difficile d'établir une corrélation entre le nombre de chutes de grêle dans deux stations voisines, même proches l'une de l'autre. La fréquence de la grêle est influencée par des facteurs tels que l'altitude et la température, et peut varier considérablement selon les conditions locales. Par exemple, selon l'Atlas Tellien, la

fréquence de la grêle varie de 3 à 7 chutes par an. Toutefois, il est important de noter que les conditions spécifiques d'une région ont un impact significatif. Dans le cas de Tafraout, il est probable que la fréquence de la grêle soit inférieure à 3 jours par an, voire inexistante.

I.3.7- La neige :

La neige, qui se présente sous forme de précipitation solide, se produit généralement en altitude, particulièrement pendant la saison hivernale. Il est clair que l'altitude exerce une influence significative sur les chutes de neige et, plus particulièrement, sur le niveau d'enneigement.

I.4- Situation topographique :

La commune d'Ouled Maaref est située dans les hautes plaines algéroises, caractérisées par une topographie diversifiée. Au nord de la commune se trouvent des collines qui s'étendent de manière continue. Elles atteignent des altitudes variant entre 800 et 900 mètres, avec un point culminant situé au nord d'Ain El Rhabia, à une altitude de 954 mètres. Ces collines offrent des vues panoramiques sur les environs.

Au sud de la commune se trouve une plaine avec une altitude moyenne d'environ 650 mètres. Cette plaine est plus ouverte et moins accidentée que les collines du nord, favorisant l'agriculture et d'autres activités économiques. On observe également une dépression dans la vallée de Nahr Ouassel, créant une zone en creux dans le paysage. Le point le plus bas de la commune est situé à 628 mètres dans la Daiet El Kala.

En résumé, la commune d'Ouled Maaref présente une topographie comprenant des collines au nord, une plaine au sud et une dépression dans la vallée de Nahr Ouassel. Ces caractéristiques topographiques contribuent à la diversité du paysage local.

I.5 -Situation hydrographique :

La commune d'Ouled Maaref est traversée par plusieurs talwegs qui drainent les eaux de ruissellement vers l'oued Sidi Ali Ben Malek. Ces talwegs se forment à travers des dépressions de pentes parfois abruptes, résultant de l'érosion hydraulique. Ils sont alimentés par des monticules de différentes altitudes situés dans la partie nord de la commune.

Quelques sources dispersées sont répertoriées à l'intérieur du périmètre de la commune, notamment sur les hauteurs, ainsi que des sources ponctuelles et isolées.

Certains secteurs de la commune sont alimentés par des sources ou des puits individuels, cependant, les débits de ces sources sont généralement faibles.

La faible pluviométrie limite la formation d'un réservoir aquifère important, et les eaux ont tendance à s'évaporer rapidement.

La nappe souterraine de Bir Messaoud présente dans le sous-sol a des potentialités limitées. Son niveau hydrostatique se trouvait déjà à plus de 30 mètres il y a 20 ans. L'eau de cette nappe est salée et son utilisation est principalement réservée aux besoins domestiques.

Les forages existants dans la commune ne fournissent pas des débits suffisants pour répondre aux besoins en eau potable de la population.

I.6- situation hydraulique :

I.6.1- Système d'alimentation en eau potable existant :

L'agglomération de la commune d'Ouled Maaref est dotée de réservoirs d'une capacité totale de 650 mètres cubes et d'une dotation de 150 litres par jour. Ces réservoirs ont été installés dans le but de stocker de l'eau potable afin de garantir une réserve suffisante pour répondre aux besoins de la population. Ils jouent un rôle essentiel dans la gestion et la distribution de l'eau potable au sein de la commune.

I. 6.2- Système d'assainissement existant :

Les réseaux d'assainissements sont construits pour une période de vie théorique pouvant atteindre une quarantaine d'années, un entretien et une réhabilitation au fil du temps sont nécessaires. Cela doit s'opérer de façon hiérarchisée ou planifiée. D'après les renseignements requis et les investigations, le réseau d'assainissement actuel du chef-lieu de la commune d'Ouled Maaref présente une vétusté assez avancé, vue l'ancienneté de la majorité des collecteurs.

I.7- Diagnostic du réseau :

Le système d'assainissement de la commune d'Ouled Maaref se compose d'un ensemble de réseaux datant de l'époque coloniale qui drainent le centre-ville. Ces réseaux sont constitués de collecteurs et de buses d'un diamètre variant de 250mm à 400mm et qui sont en très mauvais état. Ils traversent le centre-ville et aboutissent à différents points de rejet situés le long de l'oued.

En plus du réseau du centre-ville, d'autres quartiers de la ville sont raccordés à ces collecteurs par le biais de réseaux supplémentaires. Ces réseaux sont également équipés de collecteurs avec des regards en béton. Toutefois, ils présentent des signes de mauvais entretien, tels que des dépôts de boue ou de déchets, principalement dus à l'absence de tampons et au manque de curage régulier.

Alors, L'état actuel du réseau de la commune d'Ouled Maaref est pratiquement inexistant.

Conclusion

La présentation de la commune d'Ouled Maaref en matière de données pertinentes sur sa situation géographique, géologique, climatique, hydrographique, topographique et hydraulique, nous permettent d'aborder les données de base afin de pouvoir procéder au dimensionnement des différents ouvrages formant le futur système d'évacuation de la dite commune.

Chapitre-II-
ETUDE
HYDROLOGIQUE

Chapitre-II-

ETUDE HYDRAULOGIQUE

Introduction :

L'hydrologie, en tant que discipline scientifique, se consacre à l'étude du cycle de l'eau et à l'estimation des différents flux qui y sont associés. Dans le domaine de l'assainissement, l'hydrologie joue un rôle crucial pour évaluer les quantités d'eau impliquées et dimensionner les infrastructures nécessaires. Cette introduction abordera l'importance de l'hydrologie dans le domaine de l'assainissement, en mettant l'accent sur la détermination de l'intensité moyenne maximale des précipitations.

II.1- Les averses :

Une averse peut être définie comme une période de précipitations continues, qui peut varier en durée de quelques minutes à plusieurs heures. Son impact peut s'étendre sur une superficie allant de quelques kilomètres carrés lors d'orages locaux à des milliers de kilomètres carrés lors de pluies cycloniques. Les averses se caractérisent par l'intensité des précipitations, c'est-à-dire la quantité de pluie qui tombe en un temps donné. Une averse peut être définie comme une période de précipitations continues, qui peut varier en durée de quelques minutes à plusieurs heures. Son impact peut s'étendre sur une superficie allant de quelques kilomètres carrés lors d'orages locaux à des milliers de kilomètres carrés lors de pluies cycloniques. Les averses se caractérisent par l'intensité des précipitations, c'est-à-dire la quantité de pluie qui tombe en un temps donné.

Dans le contexte de l'hydrologie, l'étude des averses revêt une importance capitale. Elle permet de mieux comprendre les caractéristiques des précipitations, leur distribution spatiale et temporelle, ainsi que leur impact sur les ressources hydriques et les systèmes d'assainissement. L'analyse des averses aide à évaluer les risques d'inondation, à dimensionner les infrastructures de gestion des eaux pluviales et à planifier des mesures de prévention et de gestion des crues.

II.2-Choix de la période de retour :

L'analyse des statistiques concernant le moment d'occurrence des précipitations pour une intensité et une durée moyenne données revêt une grande importance. Par exemple, on peut examiner les précipitations ayant une période de retour de 10 ans lors d'un événement pluvieux sur un site spécifique.

Le choix du temps de retour est une décision stratégique qui a un impact majeur. Il guide le dimensionnement des réseaux d'assainissement, influence le risque de saturation des infrastructures, détermine la faisabilité financière des projets, ainsi que le niveau de risques et les conditions de travail liées aux inondations.

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

L'intensité de la pluie est définie comme le débit d'eau qui traverse une section horizontale unitaire en unité de temps, généralement exprimée en mm/h. Pour évaluer la puissance de la pluie, on

examine la hauteur cumulée des précipitations, $H(t)$, en fonction du temps, et l'intensité des précipitations, $I(t)$, à un instant précis. Cette intensité peut être calculée en utilisant la dérivée de la hauteur cumulée par rapport au temps (dh/dt). Pour déterminer le débit maximum au point P, le concepteur doit connaître l'intensité moyenne maximale correspondant à un intervalle de référence (Δt), qui équivaut au temps de concentration du bassin versant en amont du point P. Cette intensité maximale est atteinte ou dépassée une fois tous les n ans. Ainsi, la détermination de l'intensité de la pluie est un élément essentiel dans la conception et la planification des infrastructures, permettant de prendre en compte les conditions hydrologiques pour assurer leur bon fonctionnement.

L'intensité moyenne se définit par rapport à la hauteur d'eau tombée pendant une durée donnée,

Soit:

$$I_m = \frac{\Delta h}{\Delta t}$$

Avec :

I_m : intensité moyenne en mm/h.

Δh : hauteur de pluie tombée pendant la durée Δt .

Pour déterminer l'intensité de précipitation requise, voici les étapes à suivre :

- 1) Analysez les données de précipitations disponibles et identifiez le modèle statistique qui correspond le mieux à ces données. Différentes lois de distribution peuvent être utilisées en fonction des caractéristiques des précipitations dans la région étudiée.
- 2) Calculez les paramètres de la loi de distribution sélectionnée en utilisant des techniques statistiques appropriées. Ces paramètres représentent les caractéristiques spécifiques de la distribution des précipitations, tels que la moyenne, l'écart-type, ou les moments statistiques.
- 3) À partir des paramètres de la loi de distribution, vous pouvez calculer l'intensité moyenne des précipitations. Cela peut être réalisé en utilisant des formules spécifiques ou en appliquant des méthodes de simulation basées sur les paramètres de la loi.

En suivant ces étapes, vous pourrez obtenir une estimation de l'intensité moyenne des précipitations pour votre étude hydrologique. Il est important de noter que le choix du modèle de distribution et l'interprétation des résultats doivent être effectués avec précaution, en tenant compte de la fiabilité des données disponibles et des spécificités de la zone d'étude.

II.4- Analyse des données pluviométriques et choix du type de la loi d'ajustement :

II.4.1- Analyse des données statistiques :

L'analyse des précipitations repose sur les données collectées par plusieurs stations de mesure réparties sur une zone topographique donnée. Les mesures de précipitations effectuées à chaque station sont supposées représenter un niveau de précipitations élevées dans les environs de la

station, en fonction de la densité du réseau de mesure, également appelé zone d'influence du pluviomètre.

Dans le domaine de l'assainissement, l'étude des précipitations nécessite une série pluviométrique complète, comprenant les mesures quotidiennes des précipitations maximales sur la plus longue période possible. Ces données permettent de caractériser les événements de précipitations intenses qui peuvent avoir un impact significatif sur les systèmes d'assainissement.

La série pluviométrique utilisée comme référence pour nos calculs provient de la station pluviométrique située dans le secteur de Médéa, dont l'identification est présentée dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : Identification de la station de Médéa

Nom de la station	Code de la station	X(Km)	Y(Km)	Z(Km)	Période d'observation
Médéa secteur	011509	504.85	329.8	935	1985au 2019

L'analyse statistique des données pluviométriques vise à établir les caractéristiques empiriques d'un échantillon provenant d'une série d'observations de précipitations mensuelles et de précipitations maximales journalières.

Tableau II-2:La série pluviométrique (station de MEDEA) 1985-2019

Années	précipitations maximales journalières (mm)												P _{j,max}
	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	
1985	38,2	11,2	36,7	21	25,4	39,1	35,2	8,4	0	11,3	0	2,5	39,1
1986	19,4	26	14,1	66,4	36,6	50,3	4,9	7,5	9,7	10,8	0	0	66,4
1987	8	18,5	24,5	13,4	31,1	12,2	42,1	18,6	20,5	20,4	0	0	42,1
1988	17	14	18,2	71	7,1	13,9	36	34	7	10,3	10,2	17,5	71
1989	7,6	7,4	36,5	25,4	10	0	21,7	14,4	10,5	2,1	43,4	0	43,4
1990	5,3	14,5	17,8	27	37	56,5	17,7	11,5	8	10,8	5,9	3,3	56,5
1991	11,3	25,5	15,5	9,9	147	4	17	38,2	22,8	13,3	3,2	1,5	147
1992	4	30	30	22,5	11	17,1	10,5	15,7	13,6	0	2,7	1,6	30
1993	26,3	7,3	37	21	77,5	21	1,3	23,2	6,5	0	0	0	77,5
1994	34,1	40,5	29,6	21	67	18,5	32,4	4,9	7	12,6	0	9,7	67
1995	17,8	20	19,5	45,4	30,5	32,8	19,5	32,5	15	10	4	2	45,4
1996	18	19,1	5,6	24	13,2	10,2	7,7	25,5	15	0	0	13	25,5
1997	16,5	41,1	41,2	36	11	20,5	14,5	40	41,5	1,5	0	0	41,5
1998	38	17,5	23	17	31,7	42,3	22,5	7	16,2	4,2	0	1	42,3

1999	4,8	14	20,3	43,5	6,4	2,5	3,1	11	12,8	0	0	0	43,5
2000	14,5	31,3	33,7	8,8	63,9	17	1,5	37	9	0	1,5	0,5	63,9
2001	10,2	3,5	20	17,1	20,6	15	13,5	13,4	7,2	0,8	3,2	10	20,6
2002	6,2	13	28,5	32,5	38,5	60,2	3,7	33	14	1,9	1,8	12	60,2
2003	26,1	11,8	47,5	31,5	19,7	15,1	33	18	19,2	6,5	3,6	3,7	47,5
2004	11,3	15,8	66,5	40	20	23,6	11,8	9,8	3,2	0	0	0	66,5
2005	17,6	54	12,8	23,7	28,5	15	12,9	11,5	125	2	5,9	3,2	125
2006	12,6	6	15,2	26,7	10	20,2	156,7	35,8	8	1,2	27,9	10,5	156,7
2007	29,9	31,5	60,1	24,5	14	3,7	31,5	8,3	16,9	9,4	2,7	0	60,1
2008	21,1	27,5	30,4	33	40,5	6,5	24,5	16,9	17,4	1,2	6,3	2,5	40,5
2009	47,3	9,6	27,8	21,9	17,7	38,3	23,5	9,5	16	4,9	0,8	8,3	47,3
2010	47,3	9,6	27,8	21,9	17,7	38,3	23,5	9,5	16	4,9	0,8	8,3	47,3
2011	19	22,7	28,3	18,5	19,4	47,8	21,8	27,8	36	14	1,4	4,6	47,8
2012	2,9	12,3	22,2	16,7	17,7	43,4	32,2	44,7	15,1	0,8	0	7,9	44,7
2013	3,6	15,1	30,6	4,4	17,7	22,2	26,1	21	44,6	5,6	0,4	6,5	44,6
2014	11	4,3	22,2	23,4	23,4	22,7	44,2	5	3,5	11,5	0,7	4,5	44,2
2015	9	11,3	24,3	69,4	43,2	60	17,3	1	14	13,5	3,2	6	69,4
2016	56	15,2	6,6	0	68,7	26,7	67,5	27	25,5	0,7	2,5	0	68,7
2017	6,7	4,1	22	62	58,9	7,9	10	6,2	6,1	7,5	1	8	62
2018	0	28,5	33,5	84,5	42,5	17,6	16,5	18	6,8	3	3,5	0,5	84,5
2019	26,5	9	39	14	7,7	5,3	17,5	35,5	1	6	0,1	6,5	39

II.4.2-Les caractéristiques empiriques de la série :

- La somme des précipitations maximales journalières durant 41 ans d'observations :

$$\sum_{i=1}^{N=35} P_i = 2114,4 \text{ mm}$$

Avec P_i : la hauteur de pluie maximale journalière afférente au mois.

- La moyenne des précipitations maximales journalières :

$$\bar{P} = \frac{\sum_{i=1}^{N=35} P_i}{N} = \frac{2114,4}{35} = 60,41 \text{ mm}$$

Avec N : le nombre d'années d'observations ($N= 35$ ans).

- L'écart type σ_x :

Pour $N \geq 30$ ans on a :

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N=35} (P_i - \bar{P})^2}{N}}$$

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{32959.75}{35}} = 29.69 \text{ mm}$$

➤ **Coefficient de variation :**

$$C_V = \frac{\sigma}{\bar{P}} = \frac{29.69}{60.41}$$

Alors

$$C_V = 0.49$$

➤ **Exposant climatique :**

D'après les études régionales menées par l'Agence Nationale des Ressources en Eau (A.N.R.H) de Blida, le coefficient b est égal à 0,41.

Tableau II-3 : caractéristiques de la série pluviométrique

Caractéristiques	Valeurs
Nombre d'années d'observation (ans)	35
La somme des P j.max (mm)	2114,4
Valeur maximum (mm)	156.7
Valeur minimum (mm)	20.6
La moyenne des Pj.max (mm)	60.41
L'écart type des Pj.max (mm)	29.69
Coefficient de variation	0.49
Exposant climatique	0.41

II.5-Ajustement de la série pluviométrique :

II.5.1- Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel :

La loi de Gumbel est caractérisée par sa fonction de répartition, représentée par l'équation :

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

Dans cette équation, la variable réduite y est définie comme $y = \alpha/(x - x_0)$, où :

α et X_0 sont les coefficients d'ajustement.

X_0 : Paramètre de position (mode).

α : Paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi « gradex »

De plus, l'équation de la droite de Gumbel est donnée par $x = (1/\alpha) y + X_0$

a) Procédé d'ajustement :

Pour procéder à l'ajustement des données pluviométriques, vous pouvez suivre les étapes suivantes :

- Classer les valeurs par ordre croissant en leur attribuant un numéro d'ordre correspondant à leur position dans la série.
- Calculer la fréquence expérimentale en utilisant la formule de Hazen, qui est applicable aux lois normales et quasi-normales. Cette formule est donnée par :

$$F(x) = \frac{m-0.5}{n}$$

m : le numéro d'ordre

n : la taille de la série.

- Effectuer le calcul des caractéristiques empiriques de la série, telles que la moyenne, la médiane, l'écart type, etc.
- Calculer la variable de Gumbel pour chaque valeur observée en utilisant la formule appropriée.
- Représenter graphiquement les valeurs observées sur un graphique de Gumbel afin d'analyser leur distribution et d'évaluer leur ajustement à la loi de Gumbel

$$y = - [\ln (-\ln F(x))]$$

- Calculez le coefficient de corrélation entre les valeurs observées et la variable de Gumbel en utilisant la formule générale :

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}}$$

\bar{x} et \bar{y} désignent respectivement les moyennes arithmétiques des variables x et y .

- Si la corrélation est bonne, vous pouvez calculer les paramètres d'ajustement de la droite de Gumbel en utilisant la formule :

$$X = \left(\frac{1}{\alpha}\right)y + X_0$$

Tel que :

$1/\alpha$: la pente de la droite de Gumbel.

X_0 : l'ordonnée à l'origine.

- Tracer la droite de Gumbel à l'aide du logiciel HYFRAN pour visualiser graphiquement la relation entre les variables et confirmer l'ajustement.
- Calculer l'intervalle de confiance pour évaluer la précision de l'ajustement.

b) Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de GUMBEL :

$$\frac{1}{\alpha} = \left(\frac{\sqrt{6}}{\pi}\right) \sigma x$$

$$1/\alpha = 0,78 * \sigma_x \quad 1/\alpha = 0,78 * 29.69 \quad 1/\alpha = 23.16$$

\bar{y} moyenne de la variable réduite de Gumbel

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{n35} y_i}{n} = 0.57 \text{mm}$$

$$\bar{x} = \left(\frac{1}{\alpha}\right) \bar{y} + X_0 \Rightarrow X_0 = \bar{x} - \left(\frac{1}{\alpha}\right) \bar{y} = 60.41 - 23.16 (0.57) \quad X_0 = 47.21 \text{mm}$$

Ainsi, la droite de Gumbel est représentée par l'équation suivante :

$$X = 23.16 y + 47.21$$

Donc : $P_{\max j, p\%} = 23.16 y + 47.21$

Coefficient de corrélation r :

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}}$$

r=0.96

La valeur de corrélation $r = 0.96 (> 0.8)$ indique une corrélation acceptable entre les variables. Le tracé de la droite de Gumbel est illustré dans le graphe (figure II-1). En se référant au graphique, nous pouvons déterminer la précipitation maximale journalière correspondant à une fréquence de non-dépassement de 10%.

La variable réduite est égale à :

Donc :

$$P_{\max, p\%} = 23.16 (2.25) + 47.21 = 99,32 \quad \Rightarrow \quad P [76,8 < 99.32 < 107] = 95\%$$

c) Résultats de l'ajustement selon la loi de Gumbel:

- ◆ Gumbel (méthode des moments)
- ◆ Nombre d'observation : 35
- ◆ Quantiles :
 - q=F(x)
 - T=1/ (1-q)

Tableau II-4 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel (Hyfran).

T	q	XT	Standard deviation	Intervalle de confiance (95%)	
10000.0	0.9999	229	25.7	178	279
2000.0	0.9995	197	21.5	155	239
1000.0	0.9990	183	19.6	145	222
200.0	0.9950	152	15.4	122	182
100.0	0.9900	138	13.6	111	165
50.0	0.9800	124	11.9	101	148
20.0	0.9500	106	9.52	87.5	125
10.0	0.9000	92.0	7.76	76.8	107
5.0	0.8000	77.2	6.02	65.4	89.0
3.0	0.6667	65.5	4.78	56.1	74.9
2.0	0.5000	54.9	3.89	47.3	62.6

Avec :

T : période de retour (T=10ans).

q : probabilité au non dépassement.

XT : précipitation maximale journalière (mm).

Tableau II-5 : Résumé des Caractéristiques de la Série pour l'Ajustement à la Loi de Gumbel

Moyenne de la variable réduite de Gumbel	$\bar{y} = 0.57 \text{ mm}$
Coefficient de corrélation	0.96
Pente	23.16
Ordonnée à l'origine	47.21
Droite de régression	$P_{\text{maxj}, p\%} = 23.16 y + 47.21$
$P_{\text{maxj}, 10\%}$	95%

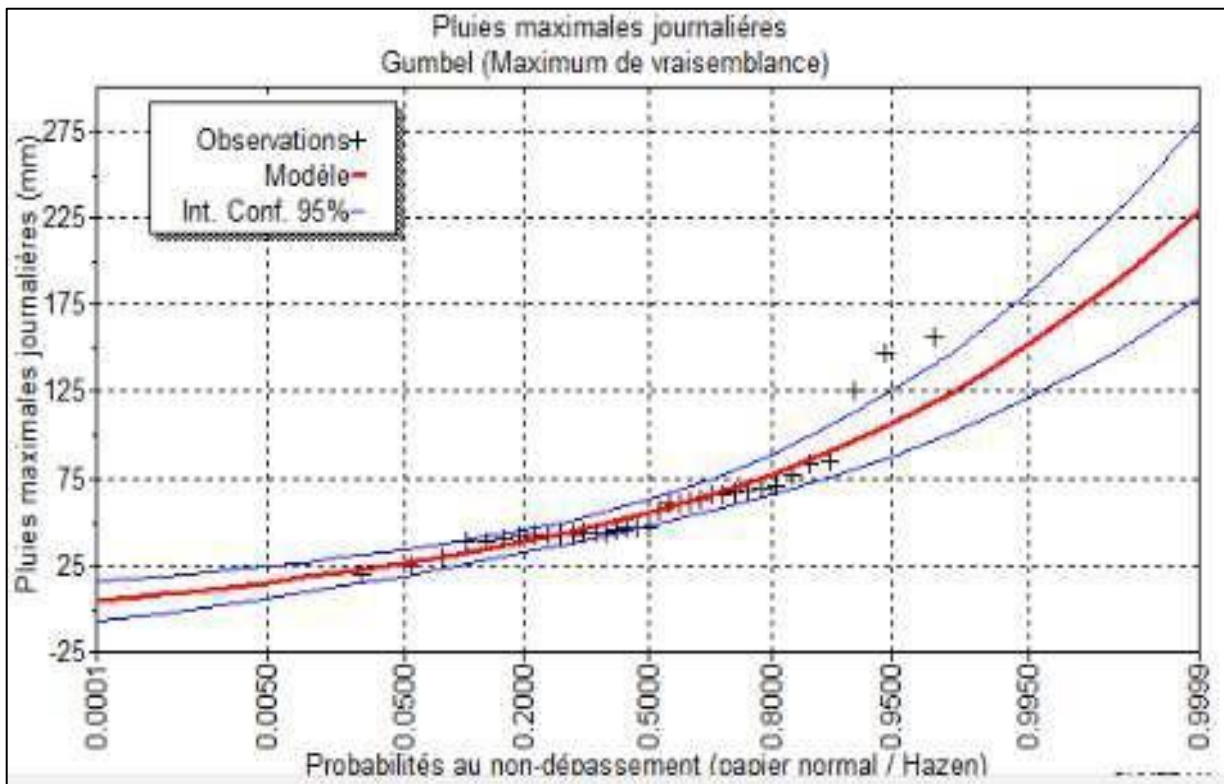


Figure II-1 : Ajustement graphique de la série pluviométrique à la loi de Gumbel

II.5.2- Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (log-normale):

La loi de Galton est dérivée de la loi normale mais elle devient asymétrique grâce à un changement de variables. Sa fonction de distribution est exprimée par l'équation suivante :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du$$

$F(x)$: Fréquence au non dépassement.

La variable réduite est de la forme :

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

L'équation de la variable réduite est représentée sous la forme d'une droite sur un papier gaussien-logarithmique, où l'axe horizontal correspond à l'échelle gaussienne et l'axe vertical correspond à l'échelle logarithmique. L'équation de cette droite est donnée par :

$$\mathbf{Ln\ x = \overline{\ln\ x} + u\sigma_{\ln x}}$$

a) Procédé d'ajustement :

- 1) Organiser les valeurs par ordre décroissant (fréquence de non-dépassement).
- 2) Calculer la fréquence expérimentale.
- 3) Calculer les caractéristiques empiriques de la série initiale \bar{x} et σ_x .
- 4) Calculer les caractéristiques de la série transformée en logarithme $\overline{\ln x}$ et $\sigma_{\ln x}$
- 5) Tracer les valeurs sur un graphique GAUSSO LOGARITHMIQUE.
- 6) Déterminer la droite de Galton $\ln x = \overline{\ln x} + u \sigma_{\ln x}$
- 7) Déterminer la valeur extrême soit graphiquement sur la droite, soit analytiquement par :

$$\mathbf{X_{p\%} = e^{\ln p\%} = e^{\overline{\ln x} + u_{p\%} \cdot \sigma_{\ln x}}}$$

b) Calcul des Paramètres d'Ajustement selon la Loi de Galton:

$$\overline{\ln x} = \frac{\sum \ln x_i}{N} \quad \overline{\ln x} = 4.004 \sim 4 \text{ mm}$$

$$\sigma_{\ln x} = 0.43 \text{ mm}$$

L'équation totale devient :

$$\mathbf{Ln\ x = 4 + u. 0, 43}$$

$$u = 1.28 \quad \mathbf{P_{\max j, 10\%} = 94.67 \text{ mm.}}$$

L'intervalle de confiance du quantile :

$$P_{\max j, 10\%} \Rightarrow p [76.5 < 94.67 < 114] = 95\% \text{ (Tableau II-6)}$$

La droite de Galton est représentée sur le graphe (figure II-2), et les Résultats de l'ajustement par la loi de Galton sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II-6 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton.

T	Q	XT	Standard deviation	Intervalle de confiance (95%)	
10000.0	0.9999	276	57.9	162	389
2000.0	0.9995	229	43.2	144	313
1000.0	0.9990	210	37.6	136	283
200.0	0.9950	167	25.9	117	218
100.0	0.9900	150	21.5	108	192
50.0	0.9800	133	17.5	99.0	168
20.0	0.9500	112	12.7	86.6	137
10.0	0.9000	95.2	9.54	76.5	114
5.0	0.8000	78.6	6.77	65.3	91.8
3.0	0.6667	65.7	5.07	55.7	75.6
2.0	0.5000	54.4	4.01	46.6	62.3

Avec :

T : période de retour (T=10ans).

q : probabilité au non dépassement.

XT : précipitation maximale journalière (mm).

Tableau II-7 : Résumé des Caractéristiques de la Série pour l'Ajustement à la Loi de Galton.

La moyenne de la série	$\overline{\ln x} = 4\text{mm}$
La variance	0.43
La précipitation maximale journalière	$P_{\text{maxj}, 10\%} = 94.67$
L'équation de la droite de Galton	$P_{\text{maxj}, 10\%} = e^{4+0.43\text{up}\%}$

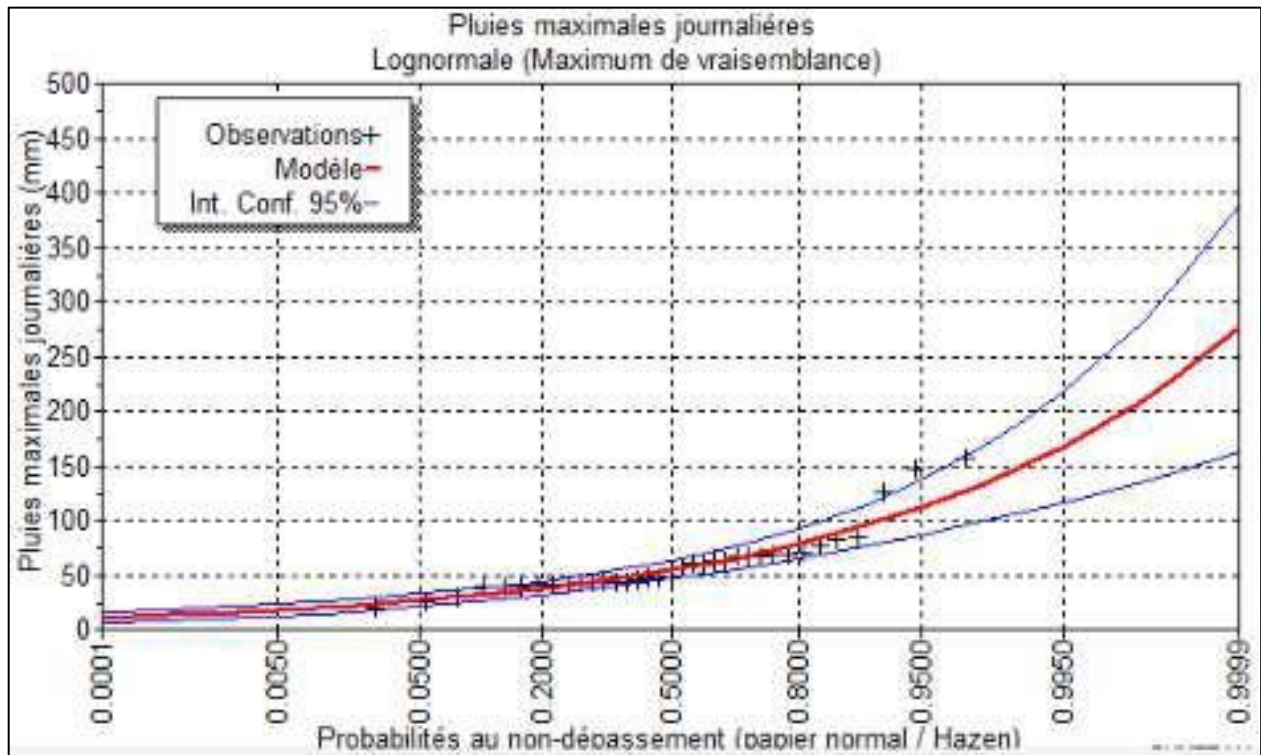


Figure II-2 : Ajustement graphique de la série pluviométrique à la loi de GALTON.

II.5.3-Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GEV :

La fonction de répartition de la loi d'extrémum généralisée est exprimée comme suit :

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

Sachant que « y » est la variable réduite :

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

Avec :

x : Variable étudiée (P_{maxj})

u : Paramètre de position.

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

k : Paramètre de forme appelé indice des valeurs extrêmes.

L'expression de quantile est alors :

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

a) Les paramètres de la loi :

$$u = 46.501\text{mm}$$

$$\alpha = 18.08$$

$$k = -0.145$$

b) Résultats de l'ajustement à la loi GEV :

Tableau II-8 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi GEV

T	q	XT	Standard deviation	Intervalle de confiance (95%)	
50.0	0.9800	141	28.6	85.5	197
20.0	0.9500	114	16.7	81.0	146
10.0	0.9000	94.6	10.7	73.6	116
5.0	0.8000	76.8	6.88	63.3	90.3
3.0	0.6667	63.9	5.08	54.0	73.9
2.0	0.5000	53.3	4.01	45.4	61.2
1.4286	0.3000	43.2	3.21	36.9	49.5

L'intervalle de confiance du quantile :

$$P_{\text{maxj}, 10\%} \Rightarrow p [73.6 < 94.6 < 116] = 95\%$$

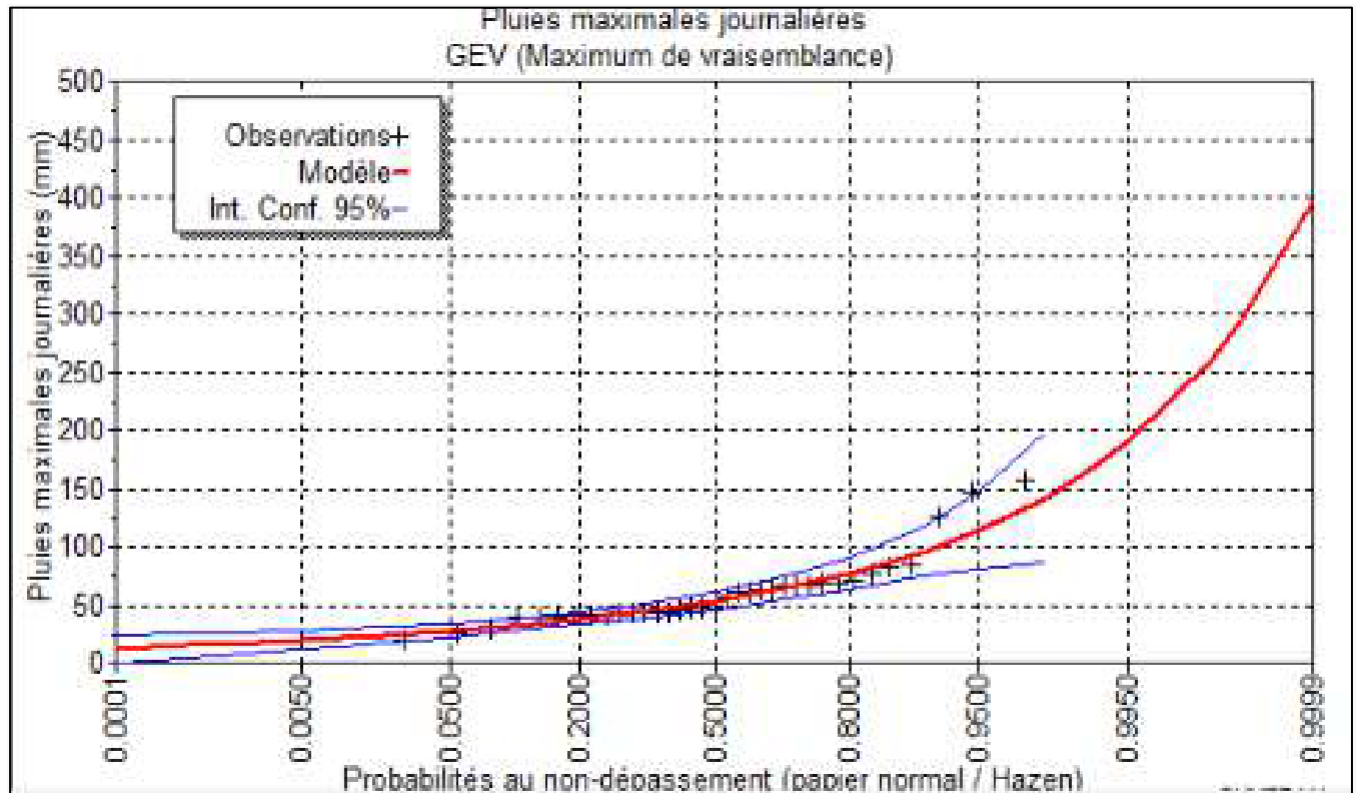


Figure II-3: Ajustement graphique de la série pluviométrique à la loi GEV.

II.6-Choix de loi d'ajustement :

Pour appliquer une loi d'ajustement à un échantillon de données, il est essentiel de s'assurer que les conditions d'homogénéité et de stationnarité sont remplies. Dans cette étude, nous utilisons la loi de GUMBEL, la loi de GALTON (Loi Log normale) et la loi GEV comme lois d'ajustement possibles.

Les critères de sélection d'une loi reposent initialement sur une évaluation graphique de l'ajustement, suivi d'un test de dispersion. L'examen des points sur un graphique de probabilité permet de déterminer si la loi en question est appropriée pour représenter les données, et de l'accepter ou la rejeter en conséquence.

II.6.1-Test graphique :

Ce test est basé sur une observation visuelle des graphes d'ajustement ; il consiste à examiner l'allure des points sur le papier de probabilité, et vérifier s'il s'agit d'un bon alignement sans existence de mauvaises courbures.

II.6.1.1-Analyse des graphiques :

Après avoir examiné attentivement les graphiques d'ajustement, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

- La loi de Gumbel ne s'ajuste pas aussi bien que les deux autres lois (GEV et Galton).

- En revanche, les ajustements graphiques aux lois GEV et Galton sont bien plus satisfaisants : les points de données se rapprochent considérablement de la droite théorique, indiquant une convergence plus précise.

II.6.2 Test d'adéquation de Khi-deux (χ^2) :

Aussi appelé test du khi-carré ou de Pearson, ce test implique la prise d'une décision d'ajustement en comparant les valeurs calculées aux valeurs théoriques du khi-carré. Il est effectué avec un seuil de signification (niveau de risque) α et dépend du nombre de degrés de liberté de la distribution.

Pour cela, deux hypothèses sont établies :

$$H_0 : \text{si } P(\chi^2) \geq \alpha$$

$$H_1 : \text{si } P(\chi^2) < \alpha$$

Dans le cadre de notre étude, avec un niveau de signification α fixé à 1%, cela signifie que :

Si $P(\chi^2) \geq 0.01$ ce qui conclut que l'hypothèse H_0 provient de la loi testée.

Si $P(\chi^2) < 0.01$ ce qui conclut que l'hypothèse H_0 ne provient pas de la loi testée.

Dans notre cas, les valeurs de χ^2 pour chaque loi ont été calculées à l'aide du logiciel Hyfran, de même que leurs probabilités $P(\chi^2)$. Les résultats du test sont présentés de la manière suivante :

Tableau II-9 : Test d'adéquation de la loi de GEV et la loi de Galton.

Loi d'ajustement	χ^2	$P(\chi^2)$	Observation
GEV	10.49	0.033	$P(\chi^2) = 0,033 > 0,01$ → condition vérifiée
Log-Normal	21.00	0.0008	$P(\chi^2) = 0,0008 < 0,01$ → condition non vérifiée

II.7-Calcul des pluies et des intensités de courte durée :

On va déterminer les valeurs des pluies de courte durée et leurs intensités, se basant sur les résultats de l'ajustement à la loi GEV.

II.7.1-Pluies de courte durée :

La détermination des pluies de courte durée, communément appelées averses, s'effectue en utilisant les données des précipitations journalières maximales, par la relation suivante :

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

Avec :

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

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

t : durée de l'averse (h).

b : exposant climatique : selon l'ANRH Blida, on a : b = 0.41.

II.7.2-Intensités de courte durée :

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

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

Les calculs et les graphiques sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II-10:Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensités.

T	2ans		5ans		10ans		20ans		50ans	
P _{max,j}	53.3mm		76.8mm		94.6mm		114mm		141mm	
t(h)	P _t (mm)	I _t (mm/h)	P _t (mm)	I _t (mm/h)	P _t (mm)	I _t (mm/h)	P _t (mm)	I _t (mm/h)	P _t (mm)	I _t (mm/h)
0,1	5,63	56,3	8,12	81,2	10	100	12,05	120,5	14,91	149,1
0,2	7,49	37,45	10,79	53,95	13,29	66,45	16,01	80,05	19,8	99
0,25	8,2	32,8	11,82	47,28	14,56	58,24	17,55	70,2	21,7	86,8
0,5	10,9	21,8	15,71	31,42	19,35	38,7	23,31	46,62	28,83	57,66
0,75	12,87	17,16	18,55	24,73	22,84	30,45	27,53	36,70	34,05	45,4
1	14,48	14,48	20,87	20,87	25,7	25,7	30,98	30,98	38,31	38,31
2	19,24	9,62	27,73	13,86	34,15	17,075	41,16	20,58	50,9	25,45
3	22,72	7,57	32,74	10,91	40,33	13,44	48,6	16,2	60,11	20,03
6	30,19	5,03	43,5	7,25	53,59	8,93	64,57	10,76	79,87	13,31
12	40,11	3,34	57,8	4,81	71,2	5,93	85,8	7,15	106,12	8,84
24	53,3	2,22	76,8	3,2	94,6	3,94	114	4,75	141	5,875

II.7.3-Intensité moyenne maximale :

Dans le contexte des projets d'assainissement, lors de l'estimation des débits pluviaux, notre attention se porte généralement sur l'intensité moyenne maximale associée à une courte période, qui est définie comme suit :

$t = 15 \text{ minutes} = 0,25 \text{ heures.}$

Et une période de retour : $T = 10 \text{ ans}$

D'après les résultats antérieurs présentés dans le (tableau II-10), nous constatons que :

$$I_{15\text{min},10\%} = 58.24 \text{ mm/h}$$

Conclusion

Au cours de ce chapitre consacré à l'étude d'hydrologie, nous avons pu estimer l'intensité moyenne des précipitations. Nous ne constatons que les résultats obtenus à partir des trois lois d'ajustement (loi de Gumbel, loi de Galton et la GEV), que ce soit de manière analytique ou graphique. Pour le dimensionnement de notre réseau d'assainissement, nous utiliserons la valeur obtenue par la loi GEV afin de déterminer l'intensité pluviale, c'est-à-dire le débit spécifique.

$$I = \frac{58.24 * 10000}{3600} = 161.77 \text{ l/s/ha}$$

Avec : **10000/3600** terme de conversion du (mm /h) en (l/s/ha)

$I = 162 \text{ l/s/ha}$

**O
n
p
r
e
n
d
:**

Chapitre- III-
CALCUL DE
BASE

Chapitre- III-

CALCUL DE BASE

Introduction

L'assainissement urbain vise à assurer l'évacuation efficace des eaux pluviales et des eaux usées, en garantissant la santé publique et la préservation de l'environnement. Pour parvenir à cela, il est crucial de dimensionner correctement les réseaux d'assainissement. Avant d'entamer ce projet, plusieurs étapes préliminaires sont nécessaires, parmi lesquelles les calculs de base jouent un rôle essentiel.

Dans ce chapitre, notre attention se porte sur les calculs fondamentaux liés au réseau d'évacuation des eaux usées et pluviales. Cela comprend l'estimation du nombre d'habitants desservis, l'évaluation des coefficients de ruissellement pour chaque sous-bassin, ainsi que le choix du système d'assainissement et la conception du schéma de collecte et d'évacuation des eaux usées.

L'objectif principal de cette étape est de garantir une conception adéquate du réseau, en prenant en compte les caractéristiques spécifiques de la zone urbaine concernée. Cela permettra une gestion efficace des eaux usées et pluviales, minimisant ainsi les risques sanitaires et environnementaux.

III.1- Situation démographique :

Selon les données fournies par le RGPH, la population actuelle de la commune d'Ouled Maaref est estimée à 2674 habitants, avec un taux d'accroissement égal à 1.64%. L'objectif de l'ingénieur concepteur est de prévoir la population à desservir pendant la durée de vie de la structure projetée.

Pour réaliser ces prévisions, deux types d'estimations sont nécessaires : une estimation à court terme, couvrant une période de 5 à 10 ans, et une estimation à long terme, sur une période allant jusqu'à 50 ans, soit jusqu'en 2053.

Pour effectuer ces projections, nous utiliserons la formule de croissance géométrique, qui s'exprime grâce à l'équation des intérêts composés :

$$P_n = P_0 (1+T)^n$$

Avec :

P_n : Population à l'horizon de calcul.

P_0 : Population de référence ($P_0 = 2674$ habitants).

T : Taux de croissance de la population considérée (1.64%).

n : Écart d'années entre les deux horizons.

Tableau III-1 : Perspectives d'évolution de la population futur.

Horizon	2022	2053
Nombre d'habitants	2674	4427

III-2 -Découpage de la superficie urbaine en surfaces élémentaires :

Notre agglomération est une zone où toutes les eaux de ruissellement en surface sont collectées par des lignes d'écoulement. Pour faciliter la gestion des eaux et l'aménagement du territoire, le site est divisé en surfaces élémentaires, en tenant compte de plusieurs facteurs :

- **Les routes existantes ou prévues :** Ces éléments jouent un rôle important dans le réseau de drainage et peuvent influencer la collecte des eaux de ruissellement.
- **Les pentes et contre-pentes :** Les différences d'altitude et les reliefs du terrain déterminent la direction de l'écoulement des eaux. Ainsi, les surfaces élémentaires sont délimitées en fonction de ces caractéristiques topographiques.
- **Les limites naturelles telles que les cours d'eau (Oued), les lignes de crête (talweg), etc. :** Ces éléments constituent des frontières naturelles pour délimiter les surfaces élémentaires.
- **La nature des sols :** Certains sols ont une capacité d'infiltration plus élevée que d'autres, ce qui peut influencer la manière dont les eaux s'écoulent et sont collectées.
- **Le réseau existant dans le cas d'une réhabilitation :** Lorsqu'il s'agit de réaménager un site, il est important de prendre en compte le réseau de drainage et d'adapter les surfaces élémentaires en conséquence.
- **La densité des habitations :** La répartition des habitations influe sur la quantité d'eaux de ruissellement produites, et cela est pris en compte lors de la délimitation des surfaces élémentaires.

En tenant compte de ces différents critères, le découpage en surfaces élémentaires permet une gestion efficace des eaux de ruissellement, favorisant ainsi l'aménagement et la préservation du territoire et dans notre cas le découpage des surfaces élémentaires selon les routes.

III-3 -Systèmes d'évacuation :

Lors de l'établissement du réseau d'assainissement pour une agglomération, deux principales préoccupations doivent être prises en compte :

- **Évacuation des eaux pluviales :** L'objectif est de garantir une évacuation efficace des eaux de pluie afin d'éviter les inondations et l'accumulation d'eau dans les zones urbanisées après les averses. Pour cela, il est essentiel de concevoir un système de drainage adéquat qui permet le ruissellement rapide des eaux pluviales vers des points d'évacuation appropriés.
- **Évacuation des eaux usées :** Cette catégorie concerne les eaux usées ménagères, les eaux des toilettes (eaux vannes), ainsi que les eaux résiduaires industrielles. L'objectif est de

mettre en place un ou plusieurs réseaux de canalisations permettant l'écoulement des eaux usées de manière gravitaire vers des installations de traitement ou des stations d'épuration. Ce processus garantit une gestion responsable des eaux usées et contribue à préserver l'environnement.

Trois systèmes d'évacuation sont envisageables :

III-3-1 -Système unitaire :

Est un système global qui collecte à la fois les eaux usées et les eaux pluviales, puis les évacue hors de l'agglomération par un seul réseau. Ce système est bien adapté aux environnements urbains à haute densité, mais il présente des problèmes d'auto-nettoyage pendant les périodes sèches.

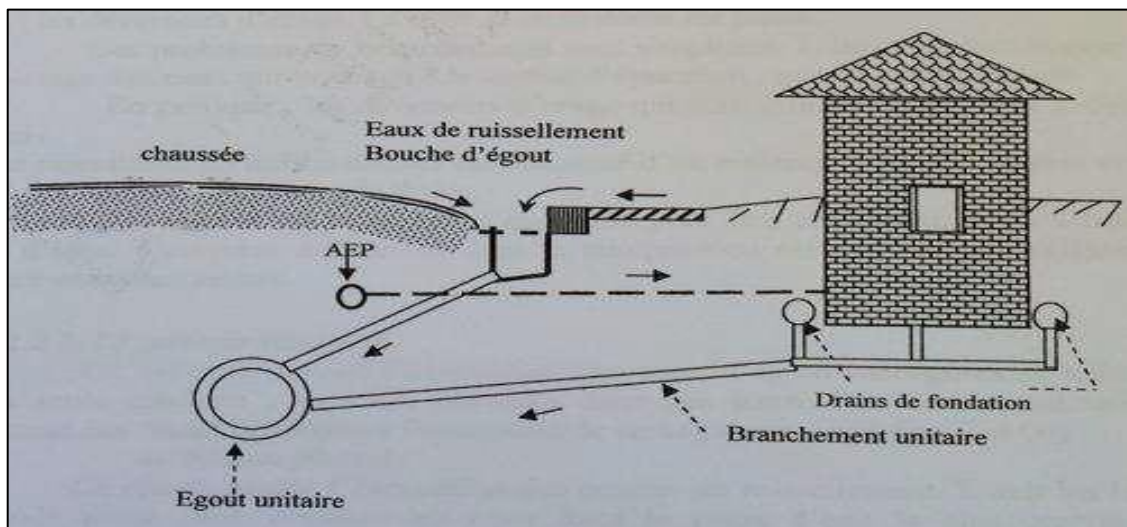


Figure III-1 : Schéma représentatif des branchements dans le système unitaire

Tableau III-2 : Domaine d'utilisation, avantages et inconvénients du système unitaire.

<p style="text-align: center;">Domaine d'utilisation privilégié</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Le milieu récepteur est situé à une distance considérable des points de collecte des eaux. • Le terrain présente un faible relief topographique • La commune présente une imperméabilisation importante, et son relief est marqué par des pentes accentuées. • Le cours d'eau récepteur connaît des débits d'étiage, c'est-à-dire des débits réduits en période de sécheresse.
<p style="text-align: center;">Avantages</p>	<ul style="list-style-type: none"> • La conception est simplifiée : elle utilise un seul collecteur et un seul branchement par immeuble. • L'encombrement du sous-sol est réduit. • Le schéma est économique en principe car le dimensionnement est principalement basé sur les eaux pluviales. • L'aspect est traditionnel, en suivant l'évolution historique des cités. • Il n'y a pas de faux branchement.
<p style="text-align: center;">Inconvénients</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Débit variable à la station d'épuration en raison des eaux pluviales. • Dilution des eaux usées par les eaux pluviales pendant les orages. • Apport important de sable à la station d'épuration. • Acheminement d'un flot de pollution important après une période sèche. • Rejet direct du mélange "eaux usées - eaux pluviales" dans le milieu récepteur via les déversoirs d'orage.
<p style="text-align: center;">Contraintes d'exploitation</p>	<ul style="list-style-type: none"> • La nécessité d'un entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage. • La difficulté à évaluer les rejets directs vers le milieu récepteur.

III-3-2 -Système séparatif :

Appelé ainsi car il collecte séparément les eaux usées et les eaux pluviales dans deux réseaux distincts, est utilisé principalement dans les petites et moyennes agglomérations, ainsi que dans les extensions urbaines des grandes villes.

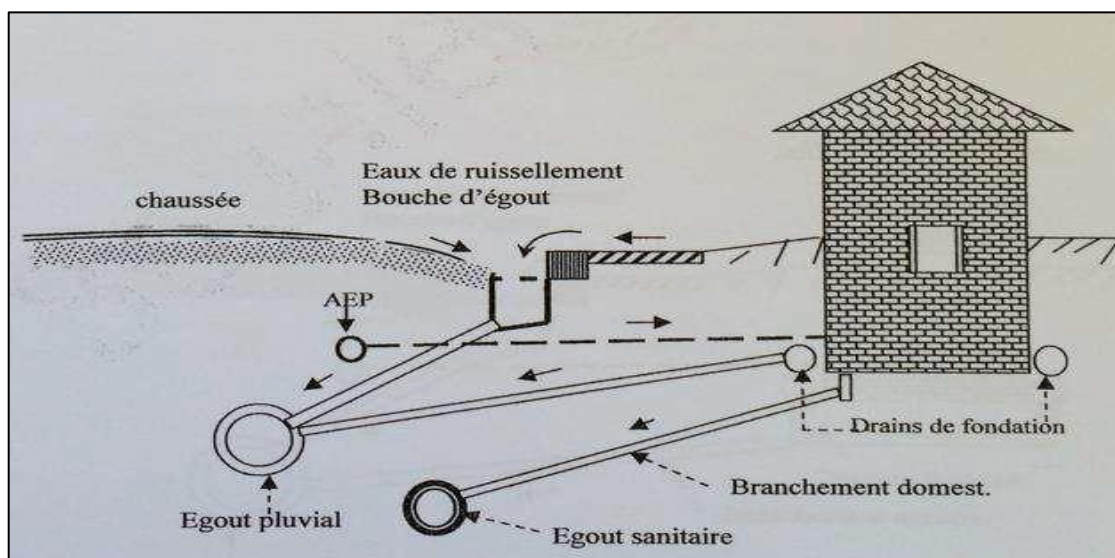


Figure III-2 : schéma représentatif des branchements dans le système séparatif

Tableau III-3: Domaine d'utilisation, avantages et inconvénients du système séparatif

Domaine d'utilisation privilégié	<ul style="list-style-type: none"> • petites et moyennes agglomérations. • extensions urbaines en développement. • cours d'eau récepteurs présentant un faible débit d'étiage.
Avantages	<ul style="list-style-type: none"> • diminution du diamètre moyen du réseau de collecte des eaux usées. • Facilité accrue dans l'exploitation de la station d'épuration. • Meilleure préservation de l'environnement vis-à-vis des flux polluants. • Réduction de certains coûts d'exploitation tels que le relevage des effluents.
Inconvénients	<ul style="list-style-type: none"> • Encombrement significatif du sous-sol. • Coût d'investissement élevé. • Risque accru d'erreur de branchement.

Contraintes d'exploitation

- Surveillance accrue des branchements pour assurer leur bon fonctionnement.
- Entretien d'un réseau étendu de collecteurs pour les eaux usées et pluviales.
- Maintenance régulière des ouvrages spécifiques tels que les siphons, les chasses d'eau et les avaloirs.

III-3-3- Pseudo- séparatif :

C'est un système intermédiaire qui sépare partiellement les eaux usées et certaines eaux pluviales, tout en laissant le réseau pluvial recueillir les eaux de ruissellement des surfaces imperméables. Il est utilisé lorsque la séparation complète n'est pas possible ou pratique.

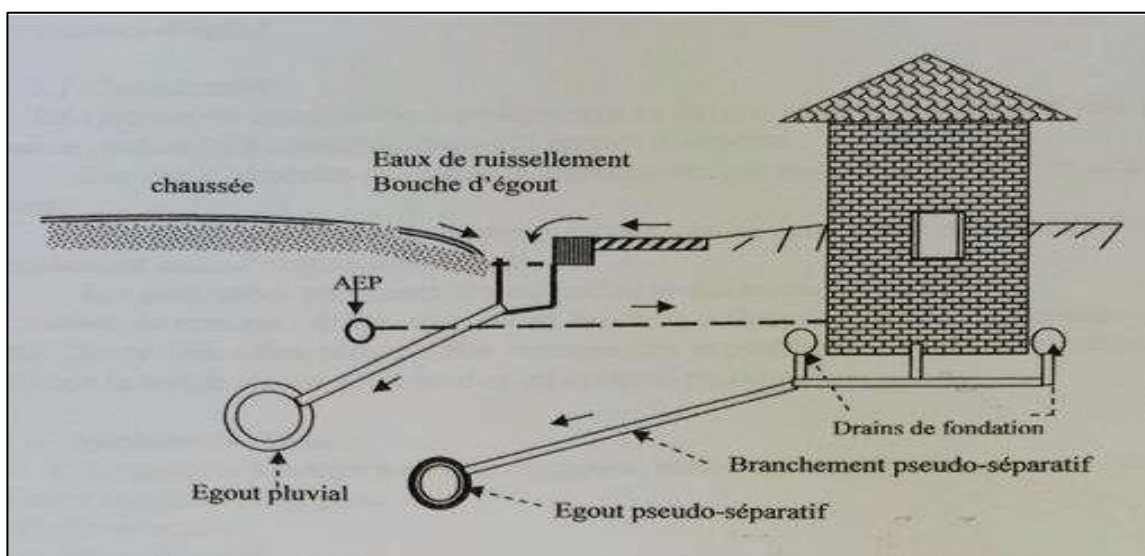


Figure III-3 : schéma représentatif des branchements dans le système pseudo-séparatif

III-4- Choix du système d'évacuation :

Le choix du système d'assainissement dépend de plusieurs paramètres prépondérants :

- Aspect économique : Une étude comparative de plusieurs options est essentielle pour évaluer les coûts et les avantages de chaque système envisagé.
- Conditions de rejet : Il est important de prendre en compte les exigences réglementaires et environnementales concernant le rejet des eaux traitées dans le milieu naturel.
- Extension du réseau : Si le projet concerne une extension du réseau existant, il faut tenir compte de la compatibilité avec le système déjà en place.
- Topographie du terrain naturel : La configuration du terrain joue un rôle crucial dans la détermination du système d'assainissement le plus approprié, car cela peut affecter le drainage des eaux pluviales et la disposition des canalisations.

Dans notre agglomération et vu sa structure nous avons opté pour un système unitaire tenant compte de ses avantages.

III-5- Schémas d'évacuation :

Les schémas d'évacuation dépendent de la situation du relief, de la pente et de l'exutoire.

Nous distinguons plusieurs schémas à savoir :

III-5-1- Schéma perpendiculaire :

Le schéma implique la disposition perpendiculaire de plusieurs collecteurs le long de la rivière. Il ne vise pas à concentrer l'eau vers un seul point d'épuration, mais plutôt à être utilisé dans des situations où l'épuration n'est pas considérée comme nécessaire. Il est également approprié pour évacuer les eaux pluviales dans un système séparatif.

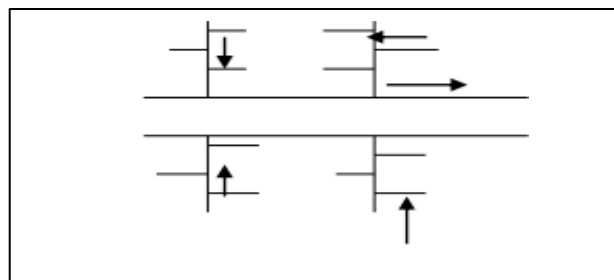


Figure III-4 : schéma perpendiculaire

III-5-2 -Schéma par déplacement latéral :

Ce schéma facilite le cheminement de toutes les eaux vers un point d'épuration central en utilisant un seul collecteur latéral le long de la rivière, à condition que la pente de la rivière soit adéquate.

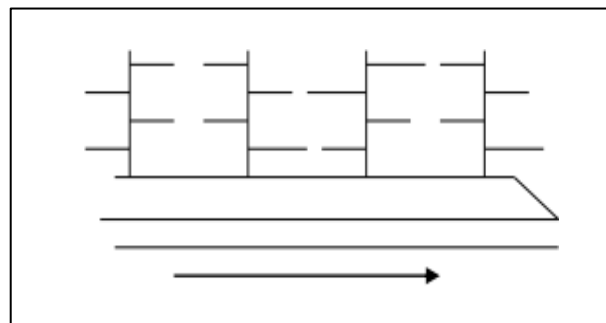


Figure III-5: Schéma par déplacement latéral

III-5-3 -Schéma à collecteur transversal ou oblique :

Ce schéma est conçu pour augmenter la pente du collecteur lorsque celle de la rivière n'est pas suffisante. Ainsi, il tire parti de la pente naturelle du terrain en direction de la rivière.

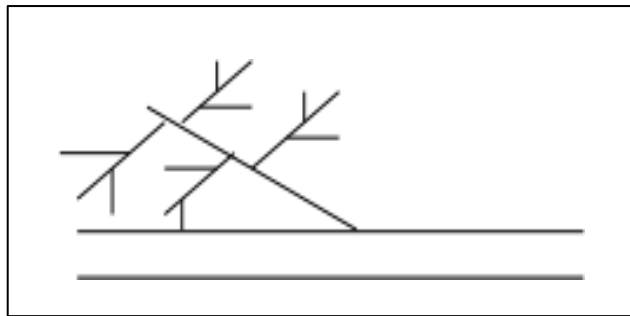


Figure III-6: Schéma à collecteur transversal

III-5-4 -Schéma à Collecteur Étagé :

Pour éviter de surcharger notre réseau d'assainissement dans le cas d'une agglomération étendue avec une faible pente, il est essentiel de mettre en place un système d'assainissement à plusieurs niveaux.

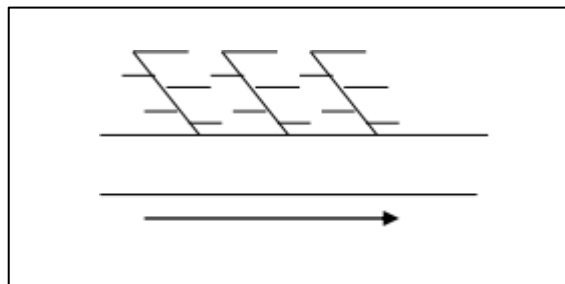


Figure III-7 : Schéma à Collecteur Étagé

III-5-5 -Schéma radial :

Dans le cas où notre agglomération est située sur un terrain plat, il est nécessaire de créer une pente artificielle pour les collecteurs en ajustant la profondeur de la tranchée. Cette pente conduit les eaux vers un bassin de collecte. Par la suite, un système de relevage est requis pour acheminer les eaux depuis le bassin vers la station d'épuration.

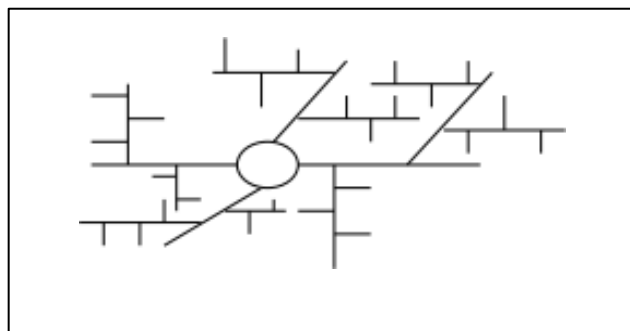


Figure III-8 : Schéma radial

III-6- Choix du schéma du réseau d'évacuation :

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

- Les conditions techniques et locales du lieu, du système existant, de la topographie du terrain et de la répartition géographique des habitants à desservir.
- Les conditions économiques, y compris le coût initial d'investissement et les frais d'entretien à long terme.
- Les conditions environnementales, notamment la nature des rejets et l'impact sur le milieu récepteur.
- L'implantation des canalisations dans le domaine public, en tenant compte des contraintes d'espace et de compatibilité avec les autres infrastructures.

Suite à l'étude de la configuration de notre agglomération et du relief, la position du rejet et la distance de l'exutoire par rapport aux points de collecte, nous avons décidé d'opter pour le schéma par déplacement latéral du réseau d'évacuation. Cette décision est prise en tenant compte de ces données spécifiques afin de garantir une évacuation efficace des eaux tout en minimisant les contraintes liées à la disposition géographique de notre agglomération.

III-7- Choix du coefficient de ruissellement (c) :

Le coefficient de ruissellement est défini comme le rapport du volume d'eau qui s'écoule par ruissellement sur le volume total d'eau tombé sur la surface considérée. Ce coefficient peut faire varier le débit d'eau pluviale du simple au double. Ainsi, lors du découpage en surfaces élémentaires, il est essentiel que ces surfaces aient des coefficients de ruissellement approximatifs qui correspondent de manière appropriée à leur valeur réelle, afin de minimiser les erreurs potentielles dans les calculs.

La valeur du coefficient de ruissellement varie entre 0,05 et 1, et elle dépend de plusieurs facteurs, tels que :

- La nature du sol.
- La pente du terrain (l'inclinaison).
- La durée et l'intensité de la pluie.
- Les caractéristiques des surfaces (matériau, rugosité, etc.).
- La capacité de la surface à retenir l'eau.
- L'humidité du sol et de l'air.
- La température.
- Le type d'occupation du sol (urbain, agricole, etc.).
- La densité de la population.
- La vitesse et la direction du vent.

L'estimation du coefficient de ruissellement est réalisée de manière empirique et approximative en raison de la diversité des surfaces et des facteurs environnementaux.

Cette estimation prend en compte différents facteurs tels que :

➤ La zone d'influence :

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

Zones d'influences	Coefficient de ruissellement
Surface imperméable	0.90
Pavage à larges joints	0.60
Voirie non goudronnées	0.35
Allées en gravier	0.20
Surfaces boisées	0.05

Source : Polycopie d'assainissement de Mr « SALAH. B

➤ La catégorie d'urbanisation :

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

Catégorie d'urbanisation	Coefficient de ruissellement
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 : Polycopie d'assainissement de Mr « SALAH. B

➤ **La densité de population :**

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

Densité de la population (habitant/ha)	Coefficient de ruissèlement
20	0.20
30-80	0.20-0.25
60-150	0.25-0.30
150-200	0.35-0.40
200-300	0.45-0.60
300-400	0.60-0.80
>400	0.80-0.90

Source : Polycopie d'assainissement de Mr « SALAH. B

➤ **La nature de la surface :**

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

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

(Source: Water Environment Fédération)

Dans un bassin où différents modes d'occupation coexistent, le coefficient de ruissellement est calculé en effectuant une moyenne pondérée des coefficients de ruissellement associés à chaque mode, en prenant en compte les surfaces relatives de chacun d'entre eux.

III-8 -Calcul de la population de chaque surface élémentaire :

En l'absence d'une connaissance précise du nombre exact d'habitants dans chaque surface élémentaire, nous suivons les étapes suivantes pour estimer ce nombre :

- Nous estimons le coefficient de ruissellement pour chaque surface élémentaire en fonction de la nature de la surface.
- Nous calculons le coefficient de ruissellement pondéré total en prenant en compte les surfaces relatives de chaque surface élémentaire.
- Nous calculons la densité partielle de chaque surface élémentaire.
- Nous déduisons le nombre d'habitants de chaque surface élémentaire à partir de ces estimations.

Les résultats de ces estimations sont présentés dans le tableau (III-8) ci-dessous.

III-8-1-Calcul du coefficient de ruissellement pondéré total :

Le coefficient de ruissellement pondéré est obtenu en utilisant l'expression suivante :

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

Avec :

C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré total.

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

A_i : Surface élémentaire.

A : Surface totale de la zone urbanisée.

AN :

$$C_{rp} = \frac{25.543}{30.01}$$

Alors :

$$C_{rp} = 0.823$$

Tableau III-8 : Le coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin.

Numéro de surface élémentaire	Surface Ai (ha)	Cri	Crp
1	7,35	0,9	0.823
2	5,3	0,8	
3	6,61	0,8	
4	6,04	0,8	
5	5,71	0,8	

III-8-2- Calcul de la densité partielle :

La densité partielle de chaque surface élémentaire est déterminée par la relation suivante :

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

Avec :

D_i : Densité partielle de la surface élémentaire considérée en (hab/ha).

C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré total.

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

P_t : Population globale à l'horizon de calcul.

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

Les résultats sont présentés dans le tableau (III-9) au dessous.

Tableau III-9: Détermination du coefficient de ruissellement, la densité partielle et la population pour Chaque surface élémentaire.

N° de la surface élémentaire	Surface (ha)	Coefficient de ruissellement	$C_{ri} * A$	D_i	Nombre d'habitants
SE1	7,35	0,9	6,61	156,11	1147
SE2	5,3	0,8	4,24	138,77	735
SE3	6,61	0,8	5,29	138,77	917
SE4	6,04	0,8	4,83	138,77	838
SE5	5,71	0,8	4,57	138,77	792

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons examiné divers systèmes d'évacuation et déterminé le système et le schéma d'évacuation à adopter. De plus, nous avons essayé d'estimer le nombre d'habitants de chaque surface élémentaire afin de faciliter un calcul hydraulique approprié.

Dans notre zone d'étude, nous avons pris les décisions suivantes :

- Nous avons défini une perspective de calcul jusqu'en 2053, tenant compte d'une population future de 4427 habitants.
- Nous avons sélectionné un système d'assainissement de type unitaire.
- La zone a été subdivisée 5 surfaces élémentaires distincts.
- Notre choix s'est porté sur un schéma d'assainissement par déplacement latéral.

Chapitre- IV-

ESTIMATION DES

DEBITS A ÉVACUER

Chapitre- IV-**ESTIMATION DES DEBITS A ÉVACUER****Introduction**

L'assainissement vise à collecter, transiter et éventuellement retenir ces eaux, en évitant les problèmes techniques, économiques et environnementaux pour assurer une évacuation efficace.

Avant de dimensionner un réseau d'assainissement, il est essentiel d'évaluer les débits d'eaux usées et pluviales qui doivent être évacués rapidement pour éviter toute contamination humaine par des maladies hydriques. Cette évaluation est cruciale pour estimer la quantité et la qualité des rejets, qui varient selon l'agglomération.

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

Le calcul du débit d'eaux usées concerne principalement l'estimation des quantités de liquides rejetés par les habitations et les différents lieux d'activités.

L'objectif fondamental de cette évaluation dans l'étude du réseau d'assainissement est de :

- Déterminer les débits de pointe des rejets, ce qui conditionne le choix de la section de conduite appropriée.
- Évaluer le débit minimum pour apprécier la capacité d'auto-curage de la canalisation.

En résumé, l'évaluation précise du débit des eaux usées est essentielle pour concevoir un système d'assainissement adéquat, en prenant en compte à la fois les pointes des rejets pour dimensionner les canalisations et le débit minimum pour garantir l'efficacité de l'auto-curage des conduites.

IV.2-Nature des eaux usées à évacuer :

La composition des substances polluantes présentes dans le liquide à traiter varie en fonction de la source de ces eaux usées. On distingue :

IV.2.1-Les eaux usées domestiques :

Ces eaux proviennent des résidences de la localité et se composent principalement des eaux utilisées dans les activités domestiques telles que le lavage de vaisselle, le lavage corporel, le bain et la douche, ainsi que les eaux des toilettes. La quantité d'eaux à traiter est influencée par la quantité d'eau potable consommée, qui à son tour est déterminée par des facteurs tels que le type de logements, leur niveau de confort et l'approvisionnement en eau potable.

IV.2.1.1-Consommation d'eau potable :

La quantité d'eau requise pour répondre aux besoins d'une communauté dépend de certains facteurs essentiels, qui incluent :

- La disponibilité des ressources hydriques.
- Le nombre d'habitants résidant dans la région.
- L'évolution des aménagements urbains au sein de la ville.
- Le niveau de vie et les habitudes de consommation de la population.

Tenant compte de l'évolution marquée dans le développement urbain ainsi que le mode de vie de la population d'Ouled Maaref, et en considérant également la disponibilité des ressources en eau, une allocation quotidienne d'eau potable de 200 litres par jour par habitant a été adoptée pour l'horizon 2053.

IV.2.2-Les eaux des services publics :

Les eaux usées provenant du secteur public proviennent principalement du nettoyage des espaces communs tels que les cours et les rues, ainsi que des installations publiques telles que les bâtiments administratifs, éducatifs, touristiques, sanitaires et autres services à la collectivité. Ces eaux usées du secteur public seront traitées conjointement avec les eaux usées domestiques. Elles sont acheminées par les infrastructures de collecte des eaux pluviales, sauf dans le cas d'un système unitaire.

IV.2.3-Les eaux usées industrielles :

Ces eaux sont issues de diverses activités industrielles et renferment des composés chimiques (acides, basiques) ainsi que des substances toxiques. La quantité et la qualité des eaux rejetées dépendent de plusieurs facteurs tels que :

- La nature de l'industrie (fabrication ou transformation).
- Les méthodes de production employées.
- Le taux effectif de recyclage mis en place.

IV.2.4-Les eaux parasites :

Les eaux claires parasites englobent toutes les eaux qui proviennent du drainage, des infiltrations après une pluie ou de la montée de la nappe phréatique. Ces eaux pénètrent dans les systèmes de collecte, généralement par :

- Les joints de faible qualité (mauvais raccordement) ou détachés en raison d'une installation incorrecte de la canalisation.
- Les fissures présentes dans les conduites.
- Une mise en place inadéquate des regards de collecte.
- L'absence de grilles d'égout sélectives près des stations de traitement des eaux usées.

- Les racines d'arbres en quête d'humidité, susceptibles d'endommager les conduites en les fissurant.

En l'absence de données de mesure directe des eaux parasites sur le réseau, la directive allemande ATV préconise l'utilisation d'une estimation du débit d'eau parasite, laquelle doit se situer dans une plage allant de 0,05 à 0,15 l/s/ha.

IV.3-Estimation des débits des eaux usées :

La quantité quotidienne d'eaux usées rejetées est évaluée en corrélation avec la consommation individuelle d'eau. L'évaluation des déversements dépend de la nature de l'agglomération et des caractéristiques de l'utilisation des terrains. Plus le degré d'urbanisation est élevé, plus la proportion d'eau évacuée tend à être importante.

En règle générale, on considère que le volume d'eau évacuée correspond à environ 80% du volume d'eau initialement consommé, ce ratio étant appelé le coefficient de rejet.

IV.3.1-Estimation des débits des eaux usées domestiques :

Pour estimer le flux des eaux usées à évacuer, nous nous appuyerons sur une attribution d'eau potable de 200 l/j/h (source : Autorité de la Protection des Consommateurs). Dans cette approche, nous tiendrons compte du fait que 80% de la quantité d'eau consommée sera libérée dans le système de collecte en tant qu'eaux usées, ce qu'on appelle le coefficient de rejet (C_{rej}).

➤ Débit moyen journalier :

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

$$Q_{moy,j}^{dom} = \frac{C_{rej}.D.N}{86400}$$

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

C_{rej} : Le coefficient de rejet pris égal à 80%.

D : La dotation journalière prise égale à 200 l/j.hab.

N : Le nombre d'habitants à l'horizon d'étude 2053 est de 3258 habitants.

➤ Débit de pointe :

Étant donné que le schéma de rejet des eaux usées fluctue considérablement tout au long de la journée, il devient impératif de calculer le débit de pointe en utilisant la formule ci-dessous :

$$Q_{pte}^{dom} = K_p * Q_{moy,j}^{dom}$$

Avec :

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

$Q_{moy,j}^{dom}$: Le débit moyen journalier des eaux usées domestiques (l/s).

K_p : coefficient de pointe, Ce coefficient de pointe peut être :

➤ Calculé à partir du débit moyen journalier :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy,j}^{dom}}} \quad \text{si } Q_{moy,j}^{dom} \geq 2.8 \text{ l/s}$$

$$K_p = 3 \quad \text{si } Q_{moy,j}^{dom} < 2.8 \text{ l/s}$$

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

Tableau IV-1: Débits des eaux usées domestiques pour chaque surface élémentaire

N° de surface élémentaire	Surfaces (ha)	N (hab)	$Q_{moy,j}$ (l/s)	K_p	Q_{pte}^{dom} (l/s)
SE1	7,35	1147	1,562	3	4,689
SE2	5,3	735	0,985	3	2,956
SE3	6,61	917	1,227	3	3,683
SE4	6,04	838	1,122	3	3,367
SE5	5,71	792	1,061	3	3,183

IV.3.2-Estimation des débits des eaux usées des établissements publics :

Les débits des eaux usées des établissements publics sont estimés de manière similaire à ceux des eaux domestiques, en se basant sur la consommation d'eau potable propre à chaque catégorie d'utilisateurs.

➤ Débit moyen journalier :

La formule pour calculer le débit moyen journalier des eaux usées provenant des établissements publics est la suivante :

$$Q_{moy,j}^{équi} = \frac{C_{rej} \cdot D_{equi} \cdot N_u}{86400}$$

v

Avec :

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

D_{equi} : Dotation moyenne de la consommation journalière d'eau potable (l/s) varie en fonction du type d'usager à un autre.

N_u : Le nombre d'usagers, qui constituent une catégorie de consommation, varie en fonction de la catégorie d'utilisateurs spécifique.

➤ Débit de pointe :

Nous devons calculer le débit de pointe des eaux usées provenant des équipements publics en utilisant la formule suivante :

$$Q_{pte}^{equip} = K_p * Q_{moy,j}^{equip}$$

Avec :

Q_{pte}^{equip} : débit de pointe des eaux usées issues des équipements publics (l/s).

Les débits d'évacuation des eaux usées des équipements publics sont présentés dans le (tableau IV-2) suivant :

Tableau IV-2 : Débits d'équipements pour chaque surface élémentaire

N° SB	Type d'équipement	Unité	Nbr D'usagers	Dotation (l/j/hab)	Q _{max,j} equip	kp	Q _{pte} ^{equip}	Q _{max,j} equip,tot
SE1	École primaire	Élève	650	10	0,060	3	0,180	0,508
	bibliothèque	Élève	30	10	0,002	3	0,008	
	Lycée	Élève	450	10	0,041	3	0,125	
	CEM	Élève	500	10	0,046	3	0,138	
	30 locaux commerciaux	Personne	100	10	0,009	3	0,027	
	Vestiaires d'un stade	personne	40	25	0,009	3	0,027	
SE2	Centre culturel	Personne	80	15	0,011	3	0,033 3	0,894
	École	Élève	600	10	0,0555	3	0,166	
	Abattoir	Tonne	50	500	0,231	3	0,694	
SE4	Mosquée	Fidèle	200	10	0,018	3	0,055 5	0,236
	École	Élève	650	10	0,060	3	0,180	
SE5	PTT	Fonctionnaire	10	15	0,001	3	0,004	0,440
	Jardin	Mètre au carré	2000	5	0,092	3	0,277	
	PTT	Fonctionnaire	10	15	0,0013	3	0,004	

APC	Fonctionnaire	30	15	0,004	3	0,012
Gendarmerie	Gendarme	50	15	0,006	3	0,020
maternité	Patient	40	15	0,005	3	0,016
polyclinique	Patient	100	15	0,0138	3	0,041
vestiaires (centre sportif)	Personne	90	25	0,020	3	0,062

IV.3.3-Estimation des débits des eaux parasites :

En absence de données sur terrain nous pouvons estimer d'une façon approchée le débit d'eaux parasite d'intrusion à 0,15 l/s selon la relation suivante :

$$Q_{ep} = A_i * D_p$$

Avec :

Q_{ep} : Débit des eaux parasites (l/s).

D_p : Quantité d'infiltration unitaire après une chute de pluie (l/s/ha).

A_i : Surface élémentaire (ha).

Tableau IV-3: Débits des eaux parasites pour chaque surface élémentaire

N° Surface élémentaire	A_i (ha)	D_p (l/s/ha)	Q_{ep} (l/s)
SE1	7,35	0.15	1,1025
SE2	5,3	0.15	0,795
SE3	6,61	0.15	0,9915
SE4	6,04	0.15	0,906
SE5	5,71	0.15	0,8565

- **Débits totaux des eaux usées à évacuer :**

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

Tableau IV-4 : Débits totaux des eaux usées à évacuer pour chaque surface élémentaire.

N° surface élémentaire	surfaces	Q _{pte dom} (l/s)	Q _{pte equip} (l/s)	Q _{ep} (l/s)	Q _{eu total} (l/s)
SE1	7,35	4,689	0,508	1,102	6,299
SE2	5,3	2,956	0,894	0,795	4,645
SE3	6,61	3,683	-----	0,991	4,674
SE4	6,04	3,367	0,236	0,906	4,509
SE5	5,71	3,183	0,440	0,856	4,479

Avec :

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

IV.4-Évaluation des débits des eaux pluviales :

En raison de la complexité de nombreux facteurs impliqués dans le calcul des débits de pointe des eaux pluviales à différents emplacements d'un réseau d'assainissement, les chercheurs et les ingénieurs ont développé des approches simplifiées et globales pour représenter les phénomènes de pluie, de ruissellement et de transfert dans les canalisations. Deux méthodes couramment utilisées pour estimer le débit d'eau pluviale sont les suivantes :

- La méthode superficielle (Caquot).
- La méthode rationnelle

IV.4.1-La méthode superficielle :

Le modèle de Caquot, également connu sous le nom de méthode superficielle, peut être considéré comme une forme globale de la méthode rationnelle car il intègre tous les facteurs qui influent sur le ruissellement. La formule associée à cette méthode présente une structure similaire à ceci :

$$Q(f) = K^{\frac{1}{u}} \times I^{\frac{v}{u}} \times C^{\frac{1}{u}} \times A^{\frac{w}{u}}$$

Où :

Q (f) : débit pluvial de fréquence f, en (m3/s) ;

K, u, v, w : coefficient d'expression ;

I : pente moyenne du collecteur de la surface élémentaire considérée en (m/m) ;

C : coefficient de ruissellement ;

A : surface élémentaire considérée (ha) ;

Les coefficients d'expression K, u, v, w sont donnés par les relations :

$$K = \frac{(0.5)^{b(f)} a(f)}{6.6}$$

$$v = 0.41 \times b(f)$$

$$u = 1 + 0.287 \times b(f)$$

$$w = 0.95 + 0.507 \times b(f)$$

a(f) et **b(f)** sont des paramètres de la relation :

$$I(t, f) = a(f) \cdot t^{b(f)}$$

Où :

I(t, f) : intensité de pluie de durée t et de fréquence f ; avec t=15 min ; f=90%.

IV.4.1.1-Hypothèses et base de calcul du modèle :

- Lorsque la durée de l'averse est au moins égale au temps de concentration, le débit de pointe ne peut être enregistré qu'à la sortie.
- Le débit de pointe a la même période de retour que l'intensité de précipitation qui le déclenche.
- Le débit de pointe est directement proportionnel à l'intensité moyenne de la pluie pendant la durée du temps de concentration.

IV.4.1.2- Validité de la méthode superficielle :

La méthode superficielle présente des restrictions d'application, dont voici les principales :

- La superficie maximale élémentaire ne doit pas dépasser 200 hectares.
- Le coefficient de ruissellement doit être compris dans la plage de 0,2 à 1.
- Le coefficient d'allongement M doit se situer dans la plage de 0,8 à 2.
- La pente du terrain doit être comprise entre 0,2% et 5%.

IV.4.2-La méthode rationnelle:

Une approche consiste à subdiviser la zone en plusieurs surfaces élémentaires et à évaluer les coefficients de ruissellement de chaque surface élémentaire en fonction de sa surface. Ensuite, en utilisant l'intensité de la précipitation, la surface et le coefficient réducteur, on calcule le débit pluvial. Cette méthode devient encore plus précise pour des zones de taille

réduite, car on peut estimer de manière plus fiable le coefficient de ruissellement dans ces cas. En fin de compte, la méthode rationnelle est une approche itérative permettant d'améliorer la précision des résultats. Si nous prenons en compte une averse de précipitation d'intensité constante (i) sur une zone de superficie (S) avec un coefficient de ruissellement pondéré (Cr), le débit résultant du ruissellement peut être exprimé par la relation suivante :

$$Q = \alpha \times Cr \times i \times A$$

Avec:

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

A : surface d'apport (ha).

Cr : coefficient de ruissellement.

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

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

IV.4.2.1-Hypothèses de la méthode rationnelle

La méthode rationnelle repose sur trois hypothèses fondamentales :

- Le débit de pointe (Q_p) est mesuré à la sortie du système de drainage uniquement lorsque la durée de la pluie est plus longue que le temps nécessaire pour que l'eau s'écoule depuis les points les plus éloignés du bassin versant jusqu'à sa sortie.
- Le débit de pointe a la même période de retour que l'intensité moyenne de la pluie qui le déclenche.
- Le débit de pointe est directement proportionnel à l'intensité moyenne de la pluie pendant une période équivalente au temps de concentration du bassin versant.

IV.4.2.2-La validité de la méthode rationnelle :

Cette méthode est particulièrement appropriée pour des zones de taille relativement restreinte, habituellement inférieure à 10 hectares. Elle fournit des estimations plus précises pour des zones encore plus petites, en raison de la capacité à estimer efficacement le coefficient de ruissellement.

Par conséquent, elle convient idéalement pour des surfaces où le temps nécessaire pour que l'eau s'écoule depuis les points les plus éloignés du bassin versant jusqu'à sa sortie n'excède pas 30 minutes.

Cependant, cette méthode n'est pas adaptée pour des zones étendues, car les calculs deviendraient laborieux et complexes dans de tels cas.

IV.4.2.3-Temps de concentration:

Cette caractéristique du bassin est définie comme la durée nécessaire pour que l'eau de pluie qui tombe au point le plus éloigné atteigne l'entrée du collecteur qui doit évacuer le ruissellement de la zone considérée, mesurée en termes de temps d'écoulement.

Le temps de concentration t_c se compose de :

- t_1 (min) : temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations :

$$t_1 = \frac{L}{60.v}$$

Avec :

L : longueur de canalisation (m).

v : vitesse d'écoulement (m/s).

Le terme $\frac{1}{60}$ pour la conversion de secondes (s) en minutes (min).

- t_2 : temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement. En général, il varie de 2 à 20 min.
- t_3 (min) : temps de ruissellement superficiel dans un bassin ne comportant pas de canalisations :

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

Avec :

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

I : pente moyenne du parcours (%).

Donc, trois (03) cas peuvent être envisagés :

- La superficie ne comporte pas de canalisation: **$t_c = t_3$**

- La superficie comporte un parcours superficiel puis une canalisation: **$t_c = t_1 + t_3$**

- La superficie est urbanisée et comporte une canalisation : **$t_c = t_1 + t_2$**

Et pour notre cas la superficie est urbanisée et comporte une canalisation alors :

$$t_c = t_1 + t_2$$

IV.4.2.4-Coefficient de correction α :

En raison de la manière dont les précipitations sont réparties dans l'espace, il est essentiel d'utiliser un coefficient minorateur qui dépend de la loi de répartition de la pluie. Nous partons du principe que la répartition de la pluie dans chaque surface élémentaire qui est uniforme et constante pendant toute la période de pluie. Dans de telles conditions, les valeurs du coefficient de réduction α tendent à approcher l'unité, ce qui signifie qu'il peut être considéré comme égal à 1.

IV.4.2.5-Calcul des débits pluviaux pour chaque surface élémentaire par la méthode rationnelle :

Tableau IV-5 : Calcul des débits pluviaux pour chaque surface élémentaire.

N° de surface élémentaire	Surface (ha)	Coefficient de Ruissellement	I (l/s/ha)	Q _{pl} (l/s)
SE1	7,35	0,9	162	33,534
SE2	5,3	0,8	162	220,32
SE3	6,61	0,8	162	84,24
SE4	6,04	0,8	162	151,63
SE5	5,71	0,8	162	206,06

IV.5-Débits totaux d'eaux usées et pluviales des surfaces élémentaires :

Tableau IV-6 : Débit total à évacuer

N° surfaces élémentaires	Surface (ha)	Q _{eu} ^{tot} (l/s)	Q _{pl} (l/s)	Q _(eu+pl) ^{Tot} (l/s)
SE1	7,35	6,299	33,534	39,833
SE2	5,3	4,645	220,32	224,965
SE3	6,61	4,674	84,24	88,914
SE4	6,04	4,509	151,63	156,139
SE5	5,71	4,479	206,06	210,539

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons effectué des calculs pour déterminer les débits, à la fois pour les eaux pluviales et les eaux usées, dans chaque surface élémentaire. Il est important de noter que le débit d'eaux usées est presque insignifiant par rapport au débit d'eaux pluviales. Maintenant que nous avons obtenu ces valeurs, nous sommes prêts à passer à l'étape suivante, qui consiste à dimensionner les collecteurs pour évacuer efficacement les rejets de notre site.

Chapitre-V-

DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'EVACUATION

Chapitre-V-

DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'EVACUATION

Introduction

Le présent chapitre, après avoir déterminé le débit, consiste à dimensionner et à effectuer le calcul hydraulique du réseau, en vue de sa conception. Le calcul hydraulique revêt une importance cruciale car il assure le bon fonctionnement à long terme du réseau. Du point de vue de la santé publique, le réseau d'assainissement doit remplir deux objectifs essentiels :

- L'évacuation rapide des matières fécales des habitations.
- Le transport des eaux usées dans des conditions sanitaires satisfaisantes.

Pour atteindre ces objectifs, les ouvrages d'évacuation tels que les collecteurs et les regards doivent être conçus de manière à respecter les normes de débit requises.

V.1-Conditions d'implantation des réseaux :

L'implantation des réseaux est étudiée en accordant aux canalisations amont des pentes favorisant l'auto-curage.

La profondeur des ouvrages est sélectionnée pour permettre le raccordement des immeubles voisins via des branchements.

En général, le drainage des caves et des sous-sols est évité pour ne pas nécessiter un creusement excessif du réseau.

Par ailleurs, cette profondeur est ajustée pour garantir que le recouvrement soit adapté au type d'ouvrage prévu et aux charges à supporter.

V.2-Conditions d'écoulement et de dimensionnement :

L'écoulement dans un réseau d'assainissement se fait gravitaire, en suivant la topographie naturelle du terrain. Il est essentiel que la vitesse de cet écoulement ne soit ni érosive ni trop rapide, tout en assurant une auto curage efficace.

Dans le cas où un réseau combine l'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées dans une même conduite, il est impératif de satisfaire aux conditions d'auto curage. Cela signifie maintenir une vitesse minimale de 0,6 m/s pour (1/10) du débit de pleine section, ainsi qu'une vitesse de 0,3 m/s pour (1/100) de ce même débit, avec un diamètre minimal de 300 mm.

Si les conditions d'auto curage ne sont pas respectées, il est nécessaire de prévoir soit l'installation de dispositifs de chasse automatique, soit le recours périodique à des équipements de curage.

En revanche, pour éviter la détérioration des joints et du revêtement intérieur des canalisations circulaires, il est recommandé de ne pas dépasser des vitesses d'écoulement de l'ordre de 4 à 5 m/s à pleine section.

En cas de forte pente sur le terrain, il est nécessaire de créer des variations dans le profil en long des ouvrages en utilisant des regards de chute.

La conception d'un réseau d'assainissement se matérialise par la représentation graphique de tous les éléments qui composent ses branches. Cela inclut :

- Les collecteurs, qui doivent être en mesure de transporter en permanence la totalité des débits issus des conduites qu'ils desservent. Les caractéristiques des collecteurs sont définies par leur :
 - Positionnement sur le terrain.
 - Profondeur d'implantation.
 - Dimensions, notamment les diamètres intérieur et extérieur.
 - Pentes.
- Les regards, qui peuvent revêtir différents types, tels que les regards de visite, de jonction, etc. Les regards sont également définis par leur :
 - Emplacement sur le réseau.
 - Profondeur d'installation.
 - Cotes d'altitude.

V.3-Mode de calcul :

Avant d'entamer le calcul hydraulique du réseau d'assainissement en gravitaire, certaines hypothèses sont prises en compte, notamment :

- L'écoulement est considéré comme étant uniforme en surface libre, avec un gradient hydraulique de perte de charge équivalent à la pente du radier.
- La perte de charge générée correspond à une énergie potentielle égale à la différence d'altitude entre le niveau de l'eau en amont et en aval.
- Les canalisations d'égouts, dimensionnées pour un débit en pleine section Q_{ps} , ne transportent généralement que des quantités d'eau inférieures à celles pour lesquelles elles ont été calculées.

V.4-Mode de dimensionnement des canalisations :

1) Calcul du débit pour chaque surface élémentaire

La formule suivante permet de calculer le débit unitaire :

$$Q_{\text{moy,unit}} = \frac{Q_t}{\Sigma L}$$

Avec :

$Q_{\text{moy,unit}}$: Débit moyen unitaire exprimé en (l/s/ml).

Q_t : Débit total rejeté par chaque surface élémentaire, en (l/s).

L : Longueur de chaque tronçon de surface élémentaire, exprimée en(m).

2) Calcul du débit pour chaque tronçon :

La formule suivante permet de calculer le débit de route :

$$Q_{moy.tron} = Q_{moy.unit} * L$$

Avec :

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

Q_{moy.unit}: Débit moyen unitaire (l/s/m).

L : Longueur du tronçon en (m).

L'écoulement dans les collecteurs suit le principe de la continuité pour les écoulements en surface libre, conformément à la formule suivante :

$$Q = V.S$$

Avec :

Q : Débit (m³/s).

V : Vitesse d'écoulement (m/s) → c'est le rapport entre le débit volumique en (m³ /s) et la section mouillée en (m²).

S : Section mouillée (m²) → C'est la section transversale de la conduite occupée par l'eau.

❖ **La formule de CHEZY :**

Les ouvrages sont dimensionnés en utilisant une équation d'écoulement dérivée de la formule de Chezy, où la vitesse d'écoulement est calculée selon l'expression suivante :

$$V = C\sqrt{R * I}$$

Avec :

v : vitesse d'écoulement (m/s).

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

I: Pente motrice requise pour un débit donné (m/m).

R_h : rayon hydraulique (m) → C'est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé, exprimé comme suit

$$R_h = \frac{S_m}{P_m}$$

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

P_m : le périmètre mouillé (m) \rightarrow C'est la longueur du périmètre de la conduite qui est au contact de l'eau.

❖ **Formule de MANNING-STRICKLER :**

Le coefficient de Chézy est représenté par l'expression suivante :

$$C = k_s \times R_h^{\frac{1}{6}}$$

Tel que : $k_s = \frac{1}{n}$

Où :

k_s : Le coefficient de rugosité (ou coefficient de Manning-Strickler), dont la valeur est déterminée en fonction du type de l'ouvrage, de son matériau et de son état.

n : Le coefficient d'écoulement, varie en fonction des matériaux employés et de la nature des eaux transportées. Il est important de noter que le coefficient d'écoulement des eaux usées diffère naturellement de celui utilisé pour les eaux potables.

Tableau V-1 : coefficient de rugosité de Manning et Strickler pour divers types de matériaux

Matériaux	n	Ks
Fossé à parois en herbe	0,003	33
Fossé à parois en terre	0,025	40
Canal en maçonnerie	0,016	63
Conduite en béton	0,013	75
Conduite en fibre ciment	0,012	83
Conduite en fonte ou en grés	0,011	90
Conduite en PVC	0,011	90

- La vitesse d'écoulement peut être calculée à l'aide de diverses expressions, telles que la formule de Manning-Strickler, où la vitesse est déterminée par l'expression suivante :

$$V = k_s \times R_h^{\frac{2}{3}} \times \sqrt{I}$$

- Le débit capable du collecteur est calculé à l'aide de l'expression suivante :

$$Q = k_s \times R_h^{\frac{2}{3}} \times \sqrt{I} \times S$$

3) Détermination du diamètre :

D'où le diamètre est calculé par la formule :

$$D_{\text{cal}} = \left(\frac{3,2036 \cdot n \cdot Q_{\text{tron}}}{\sqrt{I}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

Les paramètres utilisés dans cette formule sont les suivants :

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

Q_{tron} : Débit de chaque tronçon du collecteur en mètres cubes par seconde (m³ /s).

I : Pente de chaque segment (m/m).

Le coefficient de rugosité de Manning, noté "n," dépend du matériau de la conduite, avec une valeur de 0,011 pour les conduites en PVC et 0,013, comme indiqué dans le Tableau (V-1).

4) Détermination du diamètre normalisé de la conduite :

Après avoir effectué le calcul du diamètre, il est nécessaire de le normaliser en respectant les conditions suivantes :

- Si $D_{\text{cal}} \leq 300 \Rightarrow D_{\text{nor}} = 300$;
- Si $300 < D_{\text{cal}} \leq 400 \Rightarrow D_{\text{nor}} = 400$
- Si $400 < D_{\text{cal}} \leq 500 \Rightarrow D_{\text{nor}} = 500$
- Si $500 < D_{\text{cal}} \leq 600 \Rightarrow D_{\text{nor}} = 600$
- Si $600 < D_{\text{cal}} \leq 800 \Rightarrow D_{\text{nor}} = 800$
- Si $800 < D_{\text{cal}} \leq 1000 \Rightarrow D_{\text{nor}} = 1000$
- Si $1000 < D_{\text{cal}} \leq 1200 \Rightarrow D_{\text{nor}} = 1200$
- Si $1200 < D_{\text{cal}} \leq 1500 \Rightarrow D_{\text{nor}} = 1500$
- Si $1500 < D_{\text{cal}} \leq 1800 \Rightarrow D_{\text{nor}} = 1800$
- Si $1800 < D_{\text{cal}} \leq 2000 \Rightarrow D_{\text{nor}} = 2000$
- Si $D_{\text{cal}} > 2000 \Rightarrow D_{\text{nor}} = 2000$

5) Détermination de la vitesse à pleine section :

La vitesse en pleine section est déterminée en utilisant la relation suivante :

$$V = K_s \times R_h^{\frac{2}{3}} \times \sqrt{I}$$

6) Détermination du débit à pleine section :

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

$$Q = K_s \times R_h^{\frac{2}{3}} \times \sqrt{I} \times S$$

Par conséquent, il est possible de calculer la vitesse d'écoulement et la profondeur d'eau dans la canalisation en se basant sur les paramètres hydrauliques suivants :

- Les paramètres hydrauliques :
- **rapport des débits** : $R_q = Q_t / Q_{ps}$
 - **rapport des vitesses** : $R_v = V / V_{ps}$
 - **rapport des hauteurs** : $R_h = H / H_{ps}$

Les variables utilisées dans ces calculs sont les suivantes :

Q_t : Débit transporté par la conduite circulaire en mètres cubes par seconde (m³/s).

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

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

Q_{ps} : Débit à pleine section en mètres cubes par seconde (m³/s).

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

D : Diamètre normalisé de la conduite en millimètres (mm).

7) Détermination des vitesses réelles :

$$V = R_v * V_{ps}$$

8) Détermination de la hauteur de remplissage :

$$H = R_h * D$$

Le dimensionnement de l'ensemble des collecteurs et le calcul de leurs paramètres hydrauliques ont été réalisés à l'aide du logiciel COVADIS, et les résultats sont présentés dans l'Annexe (numéro 5)

Conclusion

Ce chapitre a été consacré à l'aspect hydraulique du dimensionnement du réseau d'évacuation des eaux usées et pluviales dans le contexte d'un système unitaire. Nous avons présenté une méthode de calcul détaillée qui s'aligne parfaitement avec les conditions d'écoulement en assainissement.

L'application de cette méthode de calcul a abouti à des diamètres de collecteurs qui assurent à la fois l'auto-curage et un débit maximal, tout en respectant les normes d'assainissement concernant les vitesses. Il est important de noter que ce chapitre revêt une importance fondamentale, car il constituera la base pour dimensionner tous les ouvrages spécifiques nécessaires au bon fonctionnement de notre système d'évacuation.

En somme, ce travail hydraulique offre une solution solide et conforme aux normes pour garantir un système d'évacuation efficace et fiable, essentiel à la gestion des eaux usées et pluviales.

Chapitre—VI-
LES OUVRAGES
ANNEXES ET LES
ELEMENTS
CONSTITUTIFS DU
RESEAU

Chapitre VI

LES OUVRAGES ANNEXES ET LES ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU

Introduction

La qualité des services fournis par un réseau d'assainissement actif dépend en grande partie des réglementations qui régissent à la fois les éléments situés sur des propriétés privées et ceux appartenant au domaine public. Ce réseau est spécifiquement conçu pour collecter et évacuer efficacement les eaux usées et les eaux pluviales, en favorisant principalement un écoulement gravitaire.

Le réseau d'égouts se compose de deux catégories d'éléments essentiels :

- Les composants principaux : La principale fonction de ces éléments est de conduire l'eau vers un point de rejet spécifique.
- Les composants annexes : Le rôle de ces éléments est de faciliter l'exploitation continue et la maintenance du réseau dans son ensemble.

VI.1-Ouvrages principaux :

Les ouvrages principaux englobent l'ensemble des composants essentiels requis pour le déplacement et l'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales au sein du réseau d'égouts, ce qui inclut non seulement les conduites et les canalisations, mais également les éléments de raccordement et de jonction.

VI.1.1- Les canalisations :

Les canalisations d'assainissement sont des conduites intégrées dans un réseau dédié à l'assainissement, conçues pour le transfert de divers fluides tels que les eaux usées et les eaux pluviales. Elles jouent un rôle essentiel dans le déplacement contrôlé de ces liquides entre différentes zones du réseau, contribuant ainsi à la gestion efficace des déchets liquides et à la préservation de la qualité environnementale.

VI.1.1.1- Formes et sections de conduites :

- **Conduites circulaires :**

Les conduites circulaires sont privilégiées pour les faibles sections par rapport aux autres formes géométriques disponibles. Cette préférence s'explique par certaines caractéristiques hydrauliques avantageuses offertes par les conduites circulaires.



Figure VI-1 : conduite de forme circulaire

- **Conduites ovoïdes :**

Ces conduites sont couramment utilisées pour remplacer les conduites circulaires ayant un diamètre généralement supérieur à 800 mm. Cette substitution est mise en œuvre dans le but de prévenir le problème d'auto-curage, une question hydraulique importante qui peut se poser avec des conduites de plus grande dimension.



Figure VI-2 : conduite de forme ovoïde

VI.1.1.2- Les types de canalisations :

- a) **Conduites en béton non armé :**

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués de manière mécanique, garantissant ainsi une densité élevée du béton. Cependant, il est important de noter que leur longueur utile ne doit pas dépasser 2,50 mètres. Ces tuyaux ont tendance à présenter une rupture brutale, ce qui les rend peu recommandables pour être utilisés dans la construction de canalisations accessibles pour des inspections régulières.

b) Conduites en béton armé :

La structure d'une conduite en béton armé est composée des éléments suivants :

- Des génératrices alignées en parallèle. Dans certaines situations, plusieurs couches de génératrices peuvent être utilisées en fonction des conditions d'installation.
- Des cerces disposées de manière à créer des grilles en conjonction avec les génératrices, avec un espacement d'environ 15 cm entre elles.
- Il est à noter que les conduites de type BONNA, en plus de leur armature, intègrent également un noyau en tôle pour renforcer l'étanchéité et accroître la résistance de la conduite.

c) Conduites en grès :

Le grès utilisé pour la fabrication de tuyaux est créé en combinant des proportions égales d'argile et de sable argileux, puis en les faisant cuire à des températures comprises entre 1200°C et 1300°C. Le matériau résultant est extrêmement étanche et résiste à la plupart des produits chimiques, à l'exception de l'acide fluorhydrique. Il est fortement recommandé d'utiliser ce type de canalisation dans les zones industrielles.

d) Conduites en amiante ciment :

Les tuyaux et les pièces de raccord en amiante-ciment sont composés d'un mélange de ciment Portland et de fibres d'amiante, créé en présence d'eau. Ils sont fabriqués en deux types, en fonction de la méthode d'assemblage : avec emboîtement ou sans emboîtement, ayant deux extrémités lisses. Ces éléments sont disponibles dans des diamètres allant de 60 à 500 mm, avec des longueurs variant de 4 à 5 mètres. Les joints utilisés sont exclusivement de type préformé.

e) Conduite en fonte :

Ce type de conduites a été requis par mesure de sécurité lors du passage d'un collecteur d'eau usée à travers une zone à forte activité hydrominérale. Il est également couramment adopté par les raffineries de pétrole pour l'évacuation de leurs eaux usées industrielles.

f) Conduite en polychlorure de vinyle (PVC) non plastifié :

Le PVC, classé parmi les thermoplastiques, constitue une résine synthétique résultant de la polymérisation du monomère chlorure de vinyle, lui-même obtenu par synthèse à partir de chlorure d'hydrogène.

Le PVC rigide non plastifié trouve son utilisation dans le domaine de l'assainissement en raison de sa remarquable résistance aux agressions chimiques, ce qui le rend particulièrement pertinent pour les installations internes dans l'industrie.

Il convient de noter que l'utilisation de joints collés est limitée aux tuyaux de petit diamètre, principalement pour les branchements. Par ailleurs, il est important de

souligner que les tuyaux en PVC non plastifiés peuvent être sensibles aux variations de température.

VI.1.1.3-Critères du choix du type de canalisations :

Certainement, voici les critères qui influencent le choix du matériau des conduites :

- Nature du sol : L'agressivité et la stabilité du sol jouent un rôle crucial dans la sélection du matériau pour assurer une durabilité adéquate.
- Nature chimique des eaux usées : Les caractéristiques chimiques des eaux transportées peuvent déterminer la résistance du matériau aux produits chimiques corrosifs.
- Efforts extérieurs : Les contraintes extérieures telles que la pression du sol, les charges de trafic ou d'autres forces influencent le choix du matériau pour garantir la résistance structurelle.
- Milieu environnant : Le type d'environnement que les conduites traverseront, qu'il s'agisse de sols corrosifs, d'eau salée, ou d'autres conditions spécifiques, est pris en compte.
- Pentes du terrain : Les caractéristiques topographiques, y compris les pentes, affectent la capacité de drainage et peuvent influencer le choix du matériau.
- Diamètres requis : Les dimensions des conduites nécessaires pour le débit souhaité et la capacité de transport jouent également un rôle crucial dans le choix du matériau approprié.

VI.1.1.4- Les joints des conduites circulaires :

La qualité des assemblages choisis est étroitement liée à la performance du joint, ce choix dépendant de la nature des eaux transportées ainsi que de leur compatibilité avec la stabilité du sol. Il est également influencé par les caractéristiques des tuyaux, notamment leur diamètre et leur épaisseur.

Les types de joints utilisés sont les suivants :

- **Joint type Rocla :**

Ce sont des joints à emboîtement qui assurent l'étanchéité grâce à l'utilisation d'un anneau en élastomère. Ils sont adaptés aux terrains en pente grâce à la fixation d'un anneau à l'intérieur, avec un jeu de 1 cm qui évite la transmission des contraintes longitudinales. Ces joints conviennent à tous les diamètres de tuyaux et offrent une excellente étanchéité pour le transport des eaux.

- **Joint torique**

Il est généralement remplacé par le joint Rocla dans la plupart des situations. Il est approprié pour les sols de faible résistance, tant que la pression exercée n'est pas très élevée. Ce type de joint est également adapté aux terrains en pente grâce à un jeu de 1 cm.

- **Joint à demi-emboîtement :**

Pour assembler deux sections de canalisation, on utilise la technique du bourrage de ciment, qui est appropriée exclusivement pour les sols durs et les canalisations sans charge. Dans les terrains sujets au tassement et en pente, le déboîtement est très facile.

- **Joint à collet :**

Il s'agit d'un type de joint rigide avec emboîtement qui implique le coulage de ciment, et il convient uniquement pour les sols de bonne qualité, à éviter dans les terrains argileux.

- **Joint pastique :**

Ce type de joint assure une étanchéité fiable et conserve sa résistance même lorsque la conduite est sous pression. La combinaison d'un cordon en bitume et d'une bague ou d'un manchon en matière plastique contribue significativement à cette étanchéité. Il est adaptable à presque tous les types de sols, à condition que son installation soit réalisée correctement.

Observation :

Dans le cadre de notre projet, nous prévoyons d'utiliser des conduites en PVC de forme circulaire avec joints en plastiques en raison de leurs nombreux avantages, tels que la résistance, l'étanchéité, la facilité d'installation et d'assemblage, entre autres.

VI.1.1.5-Différentes actions supportées par la conduite :

Les canalisations sont exposées à diverses influences, à la fois externes et internes. Il est donc essentiel de les sélectionner de manière à ce qu'elles puissent résister à ces forces, notamment les contraintes mécaniques, les charges statiques et les réactions chimiques qui sont :

➤ **Les actions mécaniques :**

Ce type d'action découle de l'agressivité des particules de sable et de gravier présentes dans le remblai et le radier des canalisations. Cette agressivité entraîne la détérioration des parois internes en provoquant le phénomène d'érosion, principalement dû à de grandes vitesses imposées souvent par le relief.

➤ **Les actions chimiques :**

Généralement présentes à l'intérieur de la conduite, ces bactéries acidophiles peuvent favoriser la formation de l'acide sulfurique (H₂S) corrosif et nocif pour les conduites en cas de baisse du pH.

VI.1.1.6-Protection des conduites :

Les méthodes de prévention contre ces actions peuvent se résumer de la manière suivante :

- Minimiser au maximum les temps de séjour des eaux usées dans les canalisations.
- L'élimination régulière des dépôts est nécessaire, car ces accumulations favorisent la croissance de fermentations anaérobies, génératrices d'hydrogène sulfuré (H₂S), qui est le principal agent de corrosion dans la partie sèche de la canalisation.
- Une bonne aération contribue à éviter la condensation d'humidité sur les parois et réduit ainsi la teneur en H₂S.
- L'application d'un revêtement intérieur dans les conduites, tel que le ciment limoneux ou le ciment sulfaté avec un dosage adéquat dans le béton (entre 300 et 350 kg/m³ de béton), peut être bénéfique.
- L'empêchement de l'entrée des sables en installant des bouches d'égout appropriées.
- un rinçage périodique des conduites est recommandé pour maintenir leur bon état.

VI.1.1.7-Essais des tuyaux préfabriqués :

Avant de d'entamer la pose des canalisations, il est obligatoire de faire plusieurs essais, comprenant notamment des évaluations de résistance à l'écrasement et d'étanchéité et de résistance à la corrosion.

1) Essai à l'écrasement :

Les ouvrages doivent être conçus pour résister à la fois aux charges permanentes provenant des remblais et aux surcharges potentielles dans les zones accessibles aux véhicules routiers. Cela nécessite la réalisation de l'essai d'écrasement.

Le test d'écrasement des conduites en PVC pour les systèmes d'assainissement évalue leur résistance à la compression. Il implique l'utilisation d'un échantillon représentatif soumis à une force axiale croissante à l'aide d'un dispositif dédié. Les données, comme la charge appliquée et la déformation, sont enregistrées. L'analyse des résultats permet d'évaluer la capacité de la conduite à résister aux charges axiales, conformément aux normes du fabricant et aux normes en vigueur. Suivre des procédures normalisées et consulter les normes appropriées est crucial pour garantir la fiabilité des résultats. La collaboration avec des professionnels qualifiés ou des laboratoires d'essais peut être recommandée pour assurer la précision des tests.

2) Essai d'étanchéité :

L'essai d'étanchéité est une étape obligatoire, qu'elle soit réalisée à l'usine ou sur le chantier de construction.

- À l'usine, Il consiste à fermer hermétiquement les extrémités des conduites, puis à injecter de l'air ou de l'eau sous pression pour détecter toute fuite potentielle.
- Sur le chantier, l'un des trois types d'essais suivants peut être envisagé :
 - a. **Essai à l'eau :** Il est effectué pendant 30 minutes pour les tuyaux de faible diamètre ainsi que pour les joints. La pression est augmentée jusqu'à atteindre 3 bars.

- b. **Essai à la fumée** : Cet essai ne peut être réalisé que par temps calme, en l'absence de vent, et lorsque la conduite n'est pas humide.
- c. **Essai à l'air** : Il consiste à maintenir une pression de 1 bar pendant 30 minutes, puis une pression de 0,5 bar pendant 3 minutes pour les conduites circulaires. Ces tests garantissent l'étanchéité des conduites.

3) **Essai à la corrosion** :

L'évaluation de la corrosion, généralement réalisée en exposant les conduites à des acides corrosifs, rinçant, séchant, et mesurant ensuite la masse de l'échantillon, vise à tester la résistance d'un matériau aux réactions chimiques corrosives. Cependant, cette méthode est plus adaptée aux matériaux métalliques sujets à la corrosion. Pour les conduites en PVC, naturellement résistantes à la corrosion en raison de l'absence de métal, d'autres tests, tels que des essais d'étanchéité et d'écrasement, sont plus appropriés pour garantir leur durabilité dans des conditions d'assainissement.

VI.1.1.8-Pose de canalisation :

a. Conditions requises pour la pose de conduites :

Les conditions principales à respecter lors de la pose de canalisations sont les suivantes :

- **Profondeur d'enterrement** : La canalisation doit être enterrée sous une couverture d'au moins 80 cm à partir de la surface du sol.
- **Prévention de déformation** : Il est essentiel d'éviter que la conduite ne soit déformée par une surcharge de terre ou le passage de charges. Une attention particulière doit être portée à la répartition du poids au-dessus de la canalisation.
- **Parallélisme des canalisations** : Les canalisations d'eau usée et pluviale sont souvent posées en parallèle dans la même tranchée, mais elles doivent être décalées de 30 à 40 cm l'une de l'autre pour assurer leur fonctionnement optimal.
- **Hierarchie des réseaux** : Dans le cas où les réseaux d'eau pluviale et d'eaux vannes sont voisins, il est recommandé de positionner le réseau d'eau pluviale au-dessus du réseau d'eaux vannes pour faciliter la gestion et l'entretien.

b. Les modes de pose :

La manière de la pose des canalisations varie en fonction de la composition du sol et la nature du terrain :

➤ **Terrain très mauvais :**

L'utilisation d'une dalle en béton armé au fond de la tranchée est une solution stratégique. Cette approche renforce la stabilité de l'installation en fournissant une base solide, réduisant ainsi les risques de mouvements du sol.

➤ **Terrain mauvais :**

Dans les sols peu consistants, le fond de la tranchée est consolidé par bétonnage ou empierrement. Chaque conduite repose sur deux briques positionnées sur le fond, comblant le vide avec du sable. Cette méthode assure une base solide pour les conduites, prévenant les risques de mouvements du sol dans des conditions de terrain moins stables.

➤ **Terrain ordinaire :**

Dans notre situation, après avoir analysé le terrain sur place, nous avons déterminé qu'il s'agit d'un sol de type ordinaire. Dans ce contexte, il est essentiel de placer les canalisations sur un lit de sable soigneusement préparé, positionné sur un substrat exempt de formations rocheuses dures. De plus, il est impératif de veiller à la réalisation méticuleuse des joints, en suivant scrupuleusement les directives spécifiques fournies par les fabricants de conduites.

Dans les zones où le sol présente une faible cohésion, il est recommandé de soutenir la canalisation en la reposant sur deux briques disposées au fond, tout en comblant l'espace entre elles avec du sable, afin d'assurer une installation solide et durable.

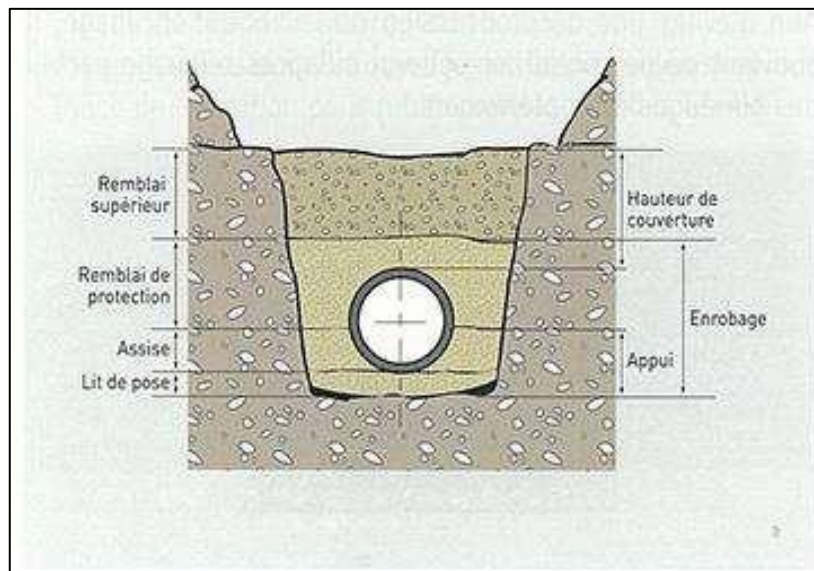


Figure VI-3 : Pose de canalisation sur un terrain ordinaire.

VI.2-Ouvrages annexes :

Il est essentiel de souligner l'importance des ouvrages annexes, tant du point de vue de la construction que de l'entretien, en vue de garantir une gestion efficace des réseaux d'égout. Ces ouvrages annexes se divisent en deux catégories :

- Les ouvrages normaux
- Les ouvrages spéciaux

VI.2.1-Ouvrages normaux :

Les ouvrages normaux, que l'on rencontre fréquemment aussi bien en amont qu'à divers endroits le long des réseaux, remplissent généralement des fonctions telles que la collecte des effluents ou la fourniture d'un accès au réseau.

VI.2.1.1-Les branchements :

Leur fonction principale est de recueillir les eaux usées et les eaux pluviales en provenance des immeubles.

Un branchement se compose généralement de trois éléments essentiels :

- Un regard de façade qui doit être placé en bordure de la voie publique, au plus près de la façade de la propriété connectée. Cela permet un accès aisé au personnel chargé de l'exploitation et de la surveillance du bon fonctionnement du réseau.
- Des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées sous un angle de 45° ou 60° par rapport à l'axe général du réseau public.
- Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement, qui sont déterminés en fonction de la nature et des dimensions du réseau public.

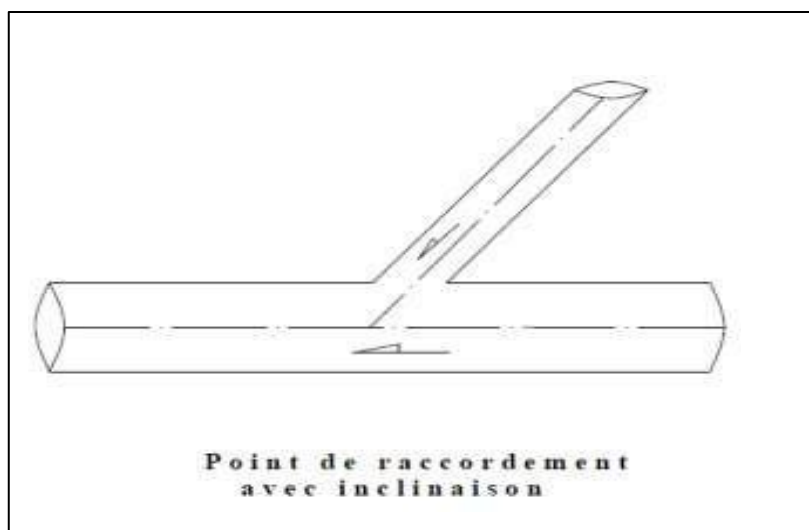


Figure VI-4: exemple d'un branchement de service simple

VI.2.1.2-Les ouvrages de surface et recueillis :

En général, ces structures sont conçues pour la collecte des eaux de pluie, et nous pouvons les catégoriser de la manière suivante :

- Les ouvrages de collecte et de transport, qui incluent des éléments tels que les fossés et les caniveaux.
- Les ouvrages de collecte situés en amont et le long des tronçons principaux du réseau, parmi lesquels on trouve les bouches d'égout.

• **Caniveaux :**

Ce sont des canaux de dimensions faibles de section triangulaire ou demi circulaire sur le profil transversal de la chaussée et des trottoirs destinés au recueil des eaux pluviales ruisselant, ainsi qu'au transport de ces eaux jusqu'aux bouches d'égout.

• **Bouches d'égout :**

Les bouches d'égout ont pour vocation de rassembler les eaux de surface, qu'il s'agisse des eaux pluviales ou des eaux de lavage des chaussées. Elles sont habituellement situées au point le plus bas des caniveaux, parfois même sous le trottoir, et sont espacées en moyenne tous les 50 mètres, avec une section d'entrée qui dépend de cet écartement. Ces bouches d'égout peuvent être catégorisées selon deux critères : leur méthode de collecte des eaux et leur mode de rétention des déchets.

➤ **Bouche d'égout à accès latéral :**

Il s'agit de dispositifs d'engouffrement sous forme d'avaloir, comprenant une fosse en béton de section carrée, un tampon en fonte ductile, ainsi qu'un cadre également carré pourvu d'un trou de 12 mm et d'un mécanisme de verrouillage. Cette conception intègre une fosse robuste en béton avec un tampon en fonte ductile assurant une résistance et une durabilité optimales.

➤ **Bouche d'égout à accès par le haut :**

Il s'agit d'infrastructures d'engouffrement des eaux pluviales, constituées d'une fosse en béton de forme carrée et d'une grille concave encadrée en fonte ductile. Les bouches d'égout sont espacées en moyenne tous les 50 mètres, avec une section d'entrée adaptée à l'écartement des deux bouches pour absorber efficacement le flux d'eau provenant de l'amont.

Dans le cadre de notre projet, nous avons délibérément choisi d'adopter des regards à accès latéral pour la gestion efficace des eaux pluviales et des systèmes d'assainissement. Cette décision stratégique repose sur plusieurs avantages offerts par ce type de dispositif.

Dans le cadre de notre projet, nous avons délibérément choisi d'adopter des regards à accès latéral pour la gestion efficace des eaux pluviales et des systèmes d'assainissement. Cette décision stratégique repose sur plusieurs avantages offerts par ce type de dispositif.

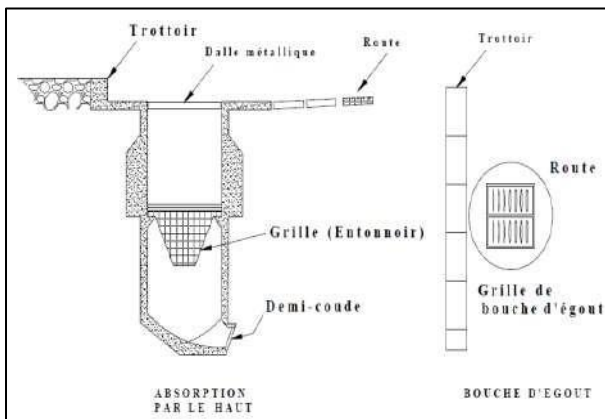


Figure VI-5: schéma représente une bouche d'égout absorption par le haut

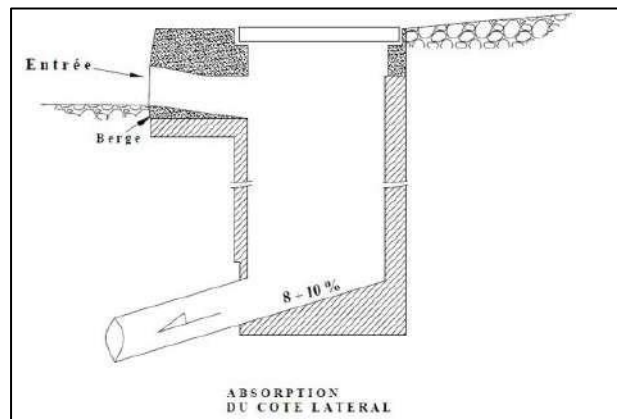


Figure VI-6 : schéma représente une bouche d'égout absorption latérale

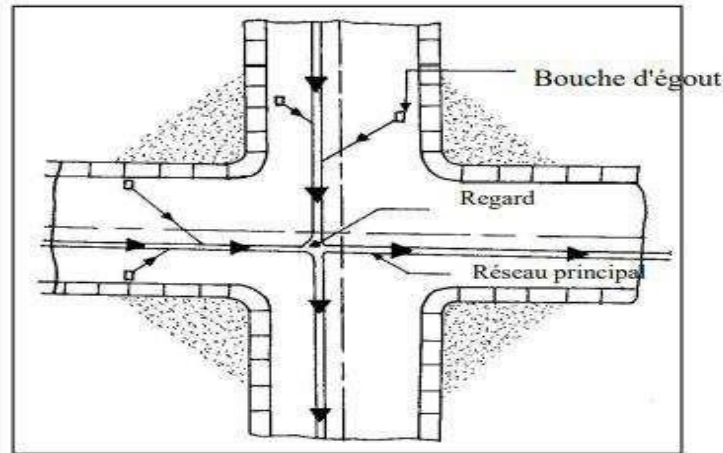


Figure VI-7: emplacement des bouches d'égout

VI.2.1.3-Les ouvrages d'accès au réseau (regards):

Les regards jouent un rôle essentiel en tant que points d'accès permettant au personnel d'entretien d'assurer le service et la surveillance du réseau d'égouts. Le choix du type de regard dépend de plusieurs facteurs, tels que la topographie du terrain, la pente du sol, et le système d'évacuation. Il existe plusieurs catégories de regards :

- Les regards simples : destinés à connecter des collecteurs de même diamètre ou de diamètres différents.
- Les regards toboggan : utilisés en cas de besoin d'exhaussement pour réduire les remous.
- Les regards de chute : spécifiques pour les situations où une forte pente est présente.

◆ Dispositions :

La fonction des regards doit être en accord avec la forme du canal. L'emplacement ainsi que la distance entre deux regards sont sujets à des variations en fonction de la topographie du site et de la nature des ouvrages. Il est impératif d'installer un regard sur les canalisations :

- À chaque changement de direction dans la canalisation.
- À chaque jonction de canalisation.
- Aux points de chute.
- À chaque changement de pente.
- À chaque changement de diamètre de la canalisation.

◆ **Fonctions :**

Au sein du système d'assainissement, le regard remplit quatre fonctions cruciales, notamment :

Faciliter la réalisation de coudes à 90 degrés au niveau de la canalisation.

Permettre l'insertion d'accessoires de nettoyage à n'importe quel moment.

Assurer le contrôle de toutes les composantes du dispositif d'assainissement.

Faciliter la surveillance et l'entretien de l'ensemble du système d'assainissement.

◆ **Types de regards:**

Il existe différents types de regards disponibles pour répondre aux besoins spécifiques du réseau d'égouts, ces types étant généralement déterminés en fonction des exigences du système,, ces différents types de regards sont :

1) **Regard de visite :**

Ces regards ont pour fonction d'assurer l'entretien courant et le curage régulier des canalisations tout en assurant une ventilation adéquate de celles-ci. L'intervalle d'espacement entre ces regards varie généralement de 35 à 80 mètre linéaire.

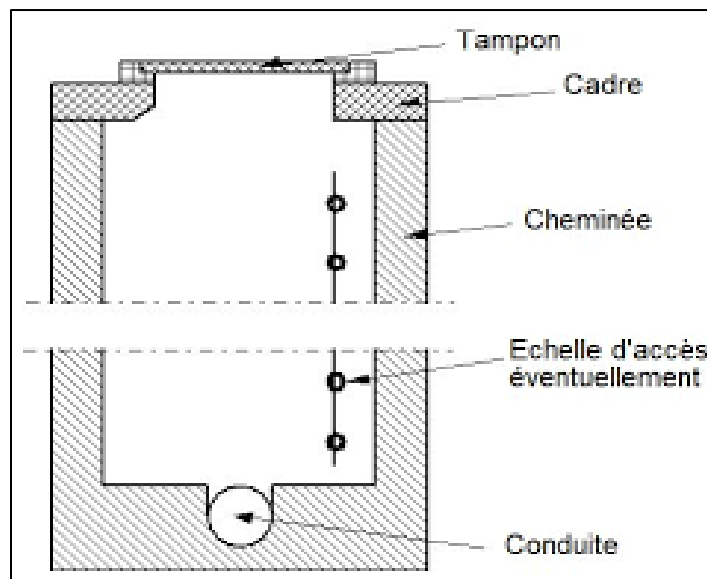


Figure VI-8: Regard de visite

2) **Regard double :**

Dans certaines agglomérations, surtout là où un système séparatif est requis, notamment dans des quartiers où le tracé est commun aux deux types de canalisations (eau pluviale dans l'une et eaux usées domestiques et industrielles dans l'autre), il serait avantageux de prévoir un regard commun pour les deux canalisations. Cependant, il est essentiel de veiller à ce que la canalisation d'eau pluviale soit située à un niveau supérieur par rapport à la canalisation des eaux usées. Cette disposition

facilitera le passage des raccordements au niveau de la deuxième canalisation tout en évitant la contamination. De plus, il est préférable que cet ouvrage soit accessible pour des opérations de maintenance.

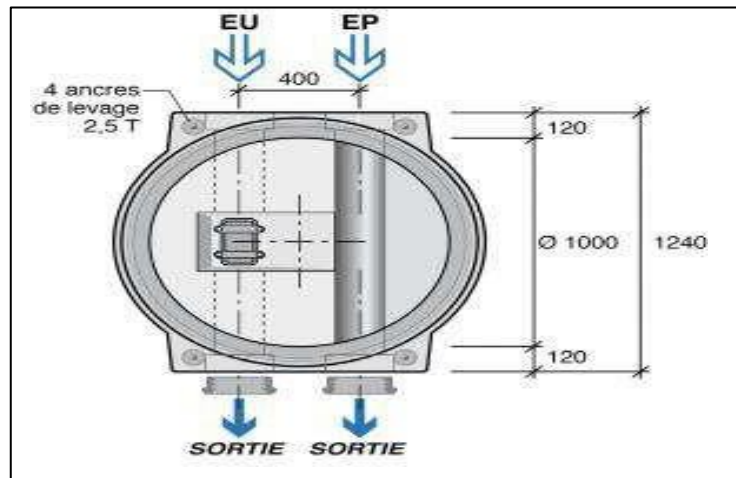


Figure VI-9: regard double

3) Regard de jonction :

Ces éléments sont conçus pour réaliser la jonction entre deux collecteurs, qu'ils aient des sections identiques ou différentes. Leur conception vise à atteindre plusieurs objectifs essentiels :

- Assurer une bonne ventilation au point de jonction des collecteurs, généralement via un regard.
- Maintenir des différences de niveau entre les radiers des collecteurs.
- Éviter le reflux d'eau lors des périodes de temps sec.
- Maintenir les niveaux d'eau dans les conduites à une hauteur uniforme.

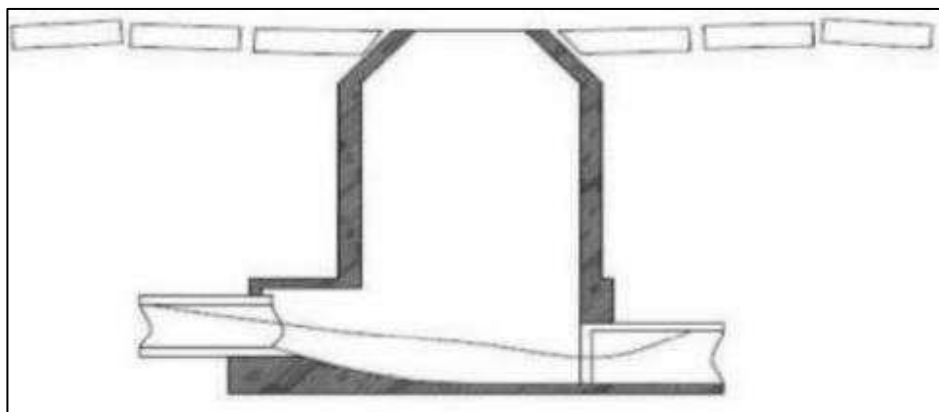


Figure VI-10: regard de jonction

4) Regard de chute :

Il s'agit de l'ouvrage le plus couramment utilisé en assainissement, et il est conçu pour permettre une dissipation d'énergie localisée. Son utilisation est particulièrement fréquente dans les zones urbaines présentant un relief accidenté. Ces ouvrages sont généralement employés pour gérer deux types différents de chutes :

- **Les chutes verticales profondes :**

Employée lorsque le diamètre est restreint mais que le débit est élevé, dans le but de ralentir la vitesse de l'écoulement.

- **La chute de type toboggan :**

Est adaptée aux diamètres considérables, assurant une fluidité de l'écoulement tout en évitant la formation de remous.

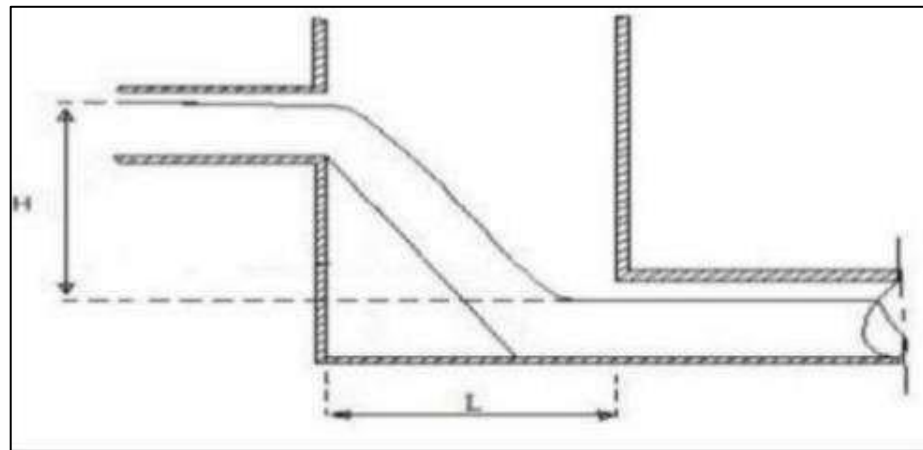


Figure VI-11: regard de chute

Observation :

Au sein de notre projet, nous faisons une constatation importante : nous utilisons systématiquement des regards de visite simples que ce soit pour l'assemblage de collecteurs de même diamètre ou de diamètres différents distants de 30 à 50ml , et les regards de chute sont spécifiquement conçus pour les situations où une forte pente est présente par exemple les regards : R102, R103, R109 ,R143,R175...

VI.2.2-Ouvrages spéciaux :

VI.2.2.1-Déversoir d'orage :

Un déversoir d'orage peut être considéré comme un "dispositif de régulation hydraulique" ou une "soupape de sécurité" essentielle dans la gestion des flux d'eaux pluviales. Le terme "déversoir" fait référence aux structures conçues pour rediriger et réguler le débit d'eau en temps de pluie vers l'aval du réseau.

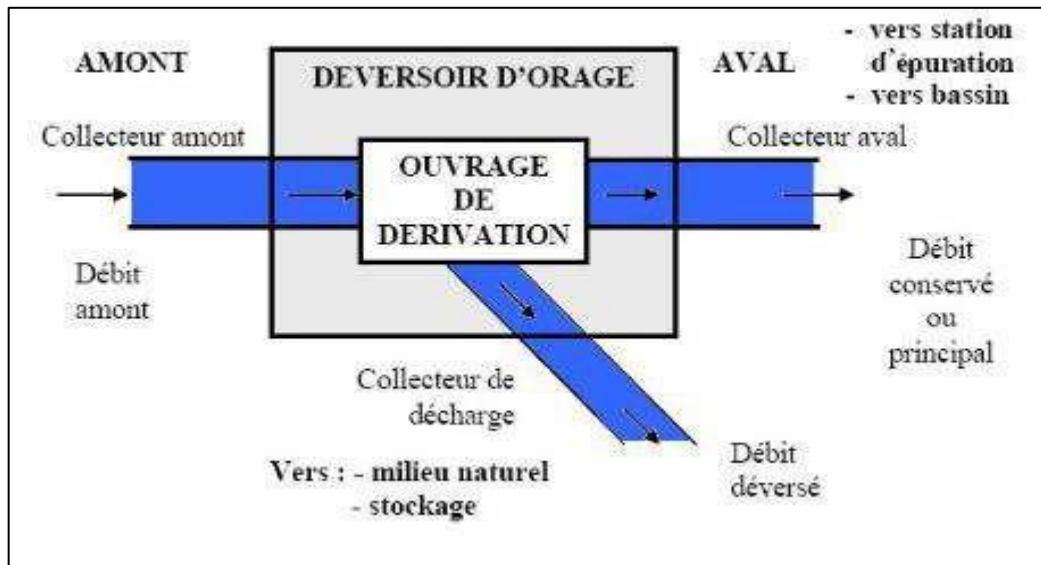


Figure VI-12: schéma du principe de fonctionnement d'un déversoir d'orage

a- Composition des organes d'un déversoir d'orage :

Le déversoir d'orage, quelle que soit la situation, est constitué des éléments suivants :

- ❖ Un ouvrage de dérivation.
- ❖ Un canal ou collecteur de décharge qui guide l'eau déversée vers un cours d'eau naturel, incluant la structure de rejet située à proximité de cet émissaire.

Le déversoir d'orage est connecté de la manière suivante :

À l'amont : il est raccordé au collecteur d'arrivée qui transporte les eaux unitaires .

À l'aval : il est relié au collecteur de départ, qui achemine les eaux nécessitant un traitement vers la station d'épuration.

Il est important de noter que l'ouvrage de dérivation peut prendre différentes formes, ne se limitant pas nécessairement à un déversoir dans le sens strict de l'hydraulique.

La longueur du collecteur de décharge peut être très courte, en particulier dans le cas où les égouts suivent le tracé naturel de l'exutoire. De plus, il est possible d'ajouter un ouvrage ou un système de stockage, comme un bassin d'orage, à l'ouvrage de dérivation pour permettre la rétention temporaire d'une partie du débit, notamment lors des premières pluies.

b- Emplacement des déversoirs d’orage :

Avant de déterminer l'emplacement des déversoirs d'orage, plusieurs facteurs doivent être pris en compte :

- L'évaluation du milieu récepteur : Il est essentiel d'analyser la capacité du milieu récepteur à maintenir son équilibre après le rejet des effluents. Cela implique de déterminer le degré de dilution nécessaire en fonction du pouvoir auto-épurateur du milieu.
- Débit admissible : Il est nécessaire de définir les valeurs de débit qui sont compatibles avec la capacité de dilution et qui s'alignent avec les objectifs économiques globaux du projet. Cela implique de rechercher un facteur de probabilité pour limiter la fréquence des déversements d'effluents dans le milieu récepteur.
- Capacité de la station d'épuration : Il est important de considérer la capacité et les surfaces disponibles dans les ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et garantir son bon fonctionnement.
- Régime d'écoulement : Il faut également prendre en compte le régime d'écoulement, notamment les niveaux d'eau dans les canalisations en amont et en aval des déversoirs d'orage.

Dans notre projet, nous avons opté pour l'installation de deux déversoirs d'orage à seuil latéral haut, l'un situé au niveau du tronçon (R82-R83) et l'autre aux emplacements des tronçons (R130-R131) et (R174-R175).

c- Les fonctions des déversoirs d’orage :

Quel que soit le type de déversoir, il doit remplir les fonctions suivantes :

- Évacuer sans débordement ni turbulence le débit des eaux usées par temps sec.
- Évacuer le débit critique (combinant les débits d'eaux usées et pluviales) sans débordement.
- Gérer le débit excédentaire résultant de pluies et d'orages sans provoquer de turbulences préjudiciables dans le réseau en amont et sans surcharger excessivement le débit du réseau en aval.
- Assurer la répartition du flux polluant entre le milieu naturel et le collecteur en aval.
- Faciliter la fonction de by-pass ou d'échange (pour diriger le flux vers la gauche ou la droite).
- Servir de by-pass séparateur en prélevant les eaux en temps sec pour les diriger vers le réseau d'eaux usées.

d- L’implantation des déversoirs d’orage :

La construction d'un déversoir d'orage est fondamentalement basée sur une évaluation économique, en plus des aspects techniques. La présence d'un déversoir est justifiée lorsque l'émissaire est capable de recevoir les eaux d'un collecteur de décharge, tant du point de vue du débit que de la pollution. La décision concernant le nombre et l'emplacement des déversoirs découle de comparaisons économiques. Chaque fois qu'un déversoir est installé, cela implique la création d'une structure coûteuse, mais cela permet simultanément de réduire le diamètre du collecteur en aval.

Il n'existe pas de règle générale en la matière. Les déversoirs d'orage peuvent être installés de diverses manières, notamment :

- Sur des collecteurs secondaires dans le but de restreindre les débits introduits dans les collecteurs principaux.
- À l'entrée d'infrastructures telles que les bassins d'orage, les siphons, etc.
- À l'entrée des stations d'épuration.

e- Types de déversoirs :

Divers types de déversoirs d'orage sont distingués en fonction de plusieurs facteurs, notamment la pente, le débit d'écoulement, et la position de la station d'épuration (STEP).

e.1-Les ouvrages à seuil déversant :

1) Déversoir à seuil haut :

Le seuil haut est un déversoir classique, bien que son fonctionnement puisse être légèrement perturbé par une vitesse d'approche de l'eau parallèle au seuil, ce phénomène est généralement de faible importance et permet l'utilisation de formules classiques pour les calculs. Ce type de déversoir se caractérise par la présence d'un rétrécissement, et son diamètre est soigneusement calculé pour permettre le passage précis du débit requis pour le traitement à la station d'épuration. Tout excédent de débit au-dessus de cette capacité entraîne un déversement.

2) Déversoir à seuil bas :

D'un autre côté, le déversoir à seuil bas est essentiellement une ouverture pratiquée latéralement dans un collecteur. En fonction de la pente du radier, des conditions hydrauliques en amont et en aval, du pourcentage de débit déversé, etc., la ligne d'eau au niveau du déversoir peut adopter diverses configurations (avec une hauteur d'eau plus basse en amont qu'en aval, ou inversement, présence de ressauts en amont, en aval ou au milieu). En conséquence, il existe de nombreuses situations de fonctionnement possibles, avec des degrés de compréhension variables, expliquant en partie la diversité de formules proposées par différents auteurs, parfois en contradiction. D'un point de vue hydraulique, le fonctionnement des déversoirs à seuil haut est bien mieux documenté que celui des déversoirs à seuil bas.

3) Déversoir à seuil frontal :

Le seuil est généralement de forme rectiligne et perpendiculaire au sens de l'écoulement. Parmi les déversoirs à seuils frontaux, il est possible de définir des sous-catégories en fonction de plusieurs critères, tels que la présence ou l'absence d'une contraction au niveau du seuil, l'état de remplissage du conduit en aval, et l'orientation de ce conduit par rapport à la crête du seuil.

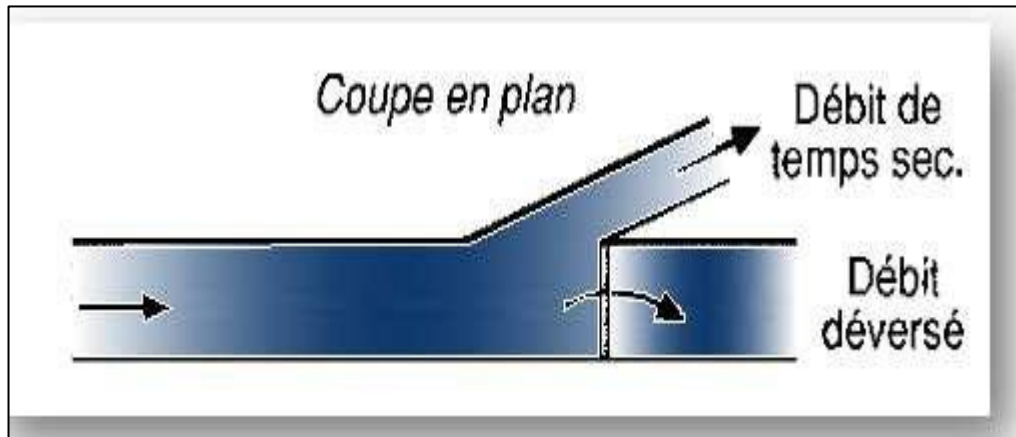


Figure VI-13 : Déversoir à seuil frontal.

4) Déversoir à seuil latéral :

Dans le cas du déversoir à seuil latéral, le seuil est généralement de forme rectiligne et parfaitement parallèle à la direction de l'écoulement. Le déversoir latéral peut être positionné d'un côté de la structure ou de part et d'autre de celle-ci.

- Déversoir à seuil latéral et à conduite avale étranglée :**

Afin de dimensionner correctement ce type d'ouvrage, il est essentiel que l'écoulement en amont soit de type fluvial. La présence d'un seuil élevé, conçu avec une marge de sécurité, entraîne la formation d'un ressaut dans la conduite d'amenée. Pour réguler le débit qui passe par le déversoir, des vannes situées sur les conduites de décharge peuvent être ajustées en conséquence.

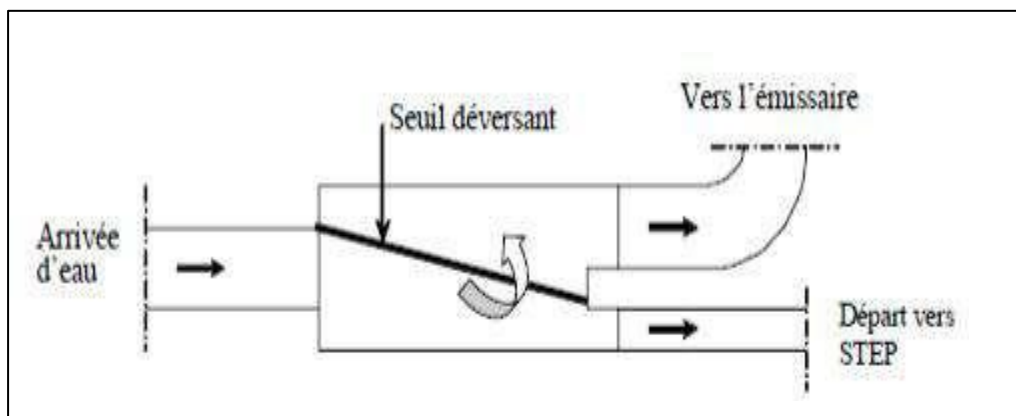


Figure VI-14: Déversoir à seuil latéral et conduite aval étranglée

- **Déversoir a seuil latéral et conduite aval libre :**

Ce type de déversoir se distingue principalement du précédent par la caractéristique d'une conduite en aval permettant un écoulement libre. Lorsque le débit d'orage atteint son maximum, la crête de la conduite en aval ne présente aucune charge. En conséquence, ce type d'ouvrage garantit un débit constant en aval, indépendamment du débit déversé. Il est important de noter que les déversoirs à crête basse, qui étaient encore utilisés récemment, étaient conçus en se basant généralement uniquement sur la charge amont, sans vérification systématique du régime d'écoulement.

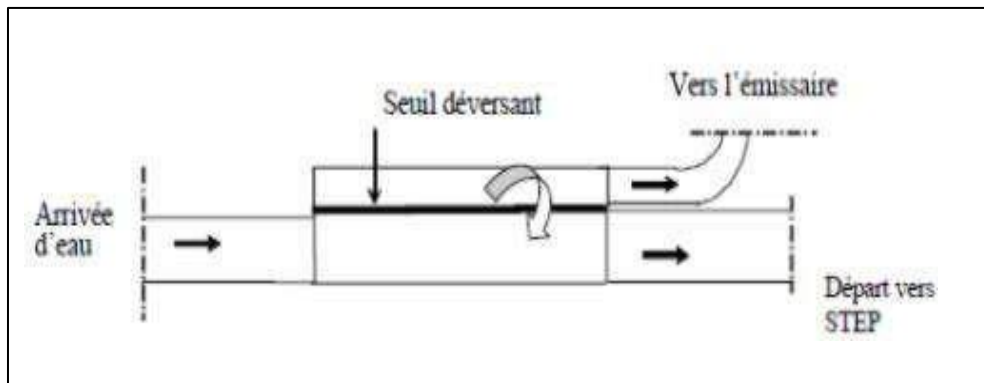


Figure VI-15: Déversoir à seuil latéral avec conduite aval à écoulement libre

5) Déversoir à seuil double :

Dans ce type de déversoir d'orage, la cunette par laquelle transite le débit en temps sec et lors de pluies légères est suspendue sur toute la longueur de la chambre. Cette configuration est généralement liée à des cas très spécifiques, tels qu'une chute dans le collecteur ou des pentes très raides. Les seuils sont disposés de chaque côté de la structure. Les déversoirs de ce type, représentant environ 15% des déversoirs à seuil, sont qualifiés de déversoirs suspendus.

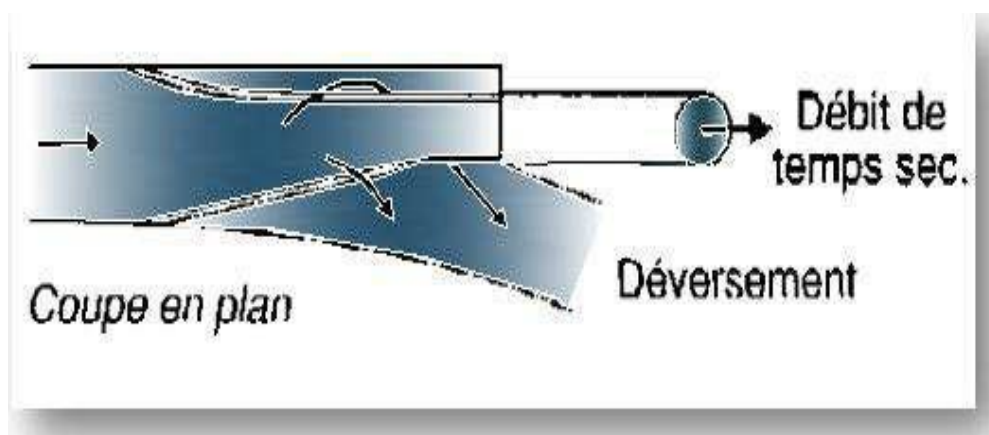


Figure VI-16.: Déversoir à seuil double.

6) Avantages et inconvénients des ouvrages à seuil déversant :

➤ **Déversoir à seuil haut :**

- Les vitesses d'approche plus faibles.
- Tranquillisation de l'écoulement
- Une compréhension plus précise des caractéristiques hydrauliques est possible.
- Les calculs sont plus simples et plus accessibles.
- Ce système est à privilégier lorsque le régime dans le collecteur d'arrivée est fluvial, ou si la présence d'un ressaut en amont de l'ouvrage est acceptable.
- Il permet de rediriger une proportion plus importante des flux vers la station d'épuration, notamment grâce à la récupération des sédiments en amont.

➤ **Déversoir à seuil bas :**

- Les conditions d'écoulement hydraulique varient considérablement de l'amont à l'aval, et le déversement présente des caractéristiques diverses en fonction de la pente du radier du collecteur.
- Il existe une diversité de configurations possibles de la ligne d'eau au niveau du déversoir d'orage, ce qui justifie la multitude de formules proposées par différents auteurs.
- La quantité de pollution déversée est plus significative pendant la phase de récupération des sédiments.

e.2- Les ouvrages qui n'ont pas recours au seuil :

Dans cette catégorie, on retrouve une variété de dispositifs, parfois désignés sous le terme de "régulation," qui mettent en œuvre divers principes de fonctionnement. Cependant, si l'on se concentre sur les structures couramment employées, on y trouve principalement :

- Les ouvrages dotés d'une ouverture au niveau du radier,
- Les ouvrages comportant des perforations dans la paroi,
- Les ouvrages équipés d'un siphon,
- Les ouvrages avec un orifice de régulation,
- Les ouvrages à vortex,
- Les ouvrages munis de vannes de contrôle.

e.3-Déversoir du fond :

Il convient pour des pentes allant de 8 à 10 %. Ce type de déversoir est peu fréquemment employé en raison de son rendement relativement faible, évalué à environ 55 %. Il se distingue par les caractéristiques suivantes :

- Une efficacité limitée.
- La potentialité d'obstruction par des objets de grande taille, notamment lorsque les débits sont importants. Pour pallier ce risque, des grilles de protection sont habituellement installées en amont du déversoir, généralement positionnées au niveau des regards.)

f. Choix du type de déversoir :

Le choix d'un déversoir d'orage découle généralement d'une analyse approfondie réalisée lors de la conception ou de la mise à jour du réseau unitaire, en tenant compte de diverses contraintes spécifiques, telles que :

- **Contraintes physiques (géométrie et hydraulique) :**
 - Topographie : inclinaison, zones de drainage, présence de déversoirs naturels, etc.
 - Occupation du sol : densité de population, activités industrielles, réseaux routiers, etc.
 - Proximité d'autres infrastructures hydrauliques (réservoirs, stations de pompage, etc.).
- **Contraintes environnementales :**
 - Protection de l'écosystème naturel contre la pollution.
 - Protection des habitants contre divers types de pollutions (sanitaires, olfactives, sonores, etc.).
 - Variations du niveau d'eau dans l'environnement naturel.
- **Contraintes économiques :**
 - Évaluation des coûts liés aux collecteurs en comparaison avec les coûts associés au déversoir et à ses infrastructures auxiliaires.
- **Contraintes de gestion :**
 - Choix du mode de gestion : statique ou dynamique (utilisation d'ouvrages mobiles).
 - Facilité d'exploitation, notamment en ce qui concerne l'accès, le nettoyage et l'entretien.

Observation :

Dans le cadre de notre projet, nous avons choisi d'installer deux déversoirs d'orage, à seuil latéral haut, en raison de l'emplacement de l'exutoire et de la future station d'épuration. Ces choix stratégiques visent à assurer une gestion efficace des eaux pluviales. Plus précisément, un déversoir est positionné au niveau du tronçon (R82-R83), tandis qu'un autre est prévu aux emplacements des tronçons (R130-R131) et (R174-R175).

g. Dimensionnement du déversoir d'orage :

Le dimensionnement d'un tel ouvrage commence par la sélection du débit de référence et du débit maximal en amont, en fonction des objectifs de protection, tels que la préservation de l'environnement naturel ou la prévention des inondations en milieu urbain, qui doivent être assurés par le réseau d'assainissement.

Au débit de référence, la géométrie de l'ouvrage est dimensionnée de manière à éviter tout débordement. Ce calcul prend en compte les pentes et les sections des canalisations en amont, en aval, ainsi qu'au niveau du déversoir. Dans le cas des déversoirs à seuil, la hauteur de la

crête est dimensionnée. Si le déversoir comporte un entonnement, celui-ci influencera la hauteur de la crête. Au débit amont maximal, on dimensionne la partie déversante.

Dans le cas des déversoirs à seuil, la longueur de la crête et le nombre de crêtes sont évalués de manière à ce que l'augmentation du débit en aval soit limitée à 20 à 40% du débit de référence.

Lorsqu'il y a une réduction de la section entre les conduites en amont et en aval, la longueur du déversoir influe sur l'angle d'entonnement.

Il est donc essentiel de choisir les paramètres de l'entonnement, la longueur et le nombre de crêtes lors du dimensionnement d'un déversoir latéral, tandis que la hauteur de la crête est fixée en fonction du débit de référence et des conditions d'écoulement dans la conduite en aval.

De plus, il est possible de mettre en place un dispositif visant à limiter le débit vers le collecteur en aval. Dans ce cas, l'objectif est de permettre une modification aisée du débit de référence ultérieurement. Ce dispositif peut être fixe, comme une section réduite ou un masque, ou mobile, tel qu'une vanne ou un seuil gonflable.

1) Calcul du temps de concentration t_c :

$$t_c = \frac{L}{60.V}$$

L : la longueur totale du collecteur le plus long en mètres.

V : la vitesse moyenne, exprimée en mètres par seconde.

2) Calcul du coefficient de retardement :

Le coefficient de retardement est utilisé pour réduire les débits des eaux pluviales, et cette réduction peut être prise en compte lors du dimensionnement des déversoirs d'orage.

$$Z=1 - \frac{t_c}{1}$$

Pour effectuer ce calcul, vous devrez disposer des données suivantes :

Q_t : Le débit total du collecteur principal.

Q_{ts} : Le débit en temps sec du collecteur principal.

3) Calcul le débit de dimensionnement (débit critique) :

$$Q_{cr}=Z*Q_t$$

4) Calcul du débit de la station d'épuration (STEP) :

$$Q_{STEP}= C_{dilution} *Q_{ts}$$

Avec : $C_{dilution} =3$

Dans le cas où le coefficient de dilution (Cdilution) est fixé à 3, cela signifie que la future Station d'Épuration des Eaux Usées (STEP) sera dimensionnée pour traiter trois fois le débit d'eau prévu dans des conditions normales. Cette marge de dilution est intégrée dans la conception afin de prendre en compte les variations possibles du débit des effluents entrants.

5) Calcul du débit déversé :

$$Q_{cr} = Q_{dev} + Q_{step} \implies Q_{dev} = Q_{cr} - Q_{step}$$

6) Détermination des hauteurs d'eau correspondant aux débits à l'amont du déversoir :

Pour effectuer ces calculs, l'abaque de BAZIN (Annexe 04) est utilisé comme outil de référence.

- Hauteur d'eau demandée par la station d'épuration :

H_{step} : C'est la hauteur du seuil du déversoir, déterminant le débit Q_{step} qui sera dirigé vers la station d'épuration ou un autre collecteur. L'abaque de variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage est utilisé pour ce calcul (voir Annexe 3).

$$R_q = \frac{Q_{STEP}}{Q_{ps}} \implies \text{abaque} \implies R_h = \frac{h_{STEP}}{D} \implies H_{STEP} = R_h * D$$

7) Détermination de la Hauteur de Déversement :

H_{dev} : Désigne la hauteur d'eau déversée par le déversoir vers le Milieu Naturel ou un Autre Collecteur.

$$H_{dev} = H - H_{STEP}$$

Avec :

H : Hauteur de remplissage correspondant au débit critique nécessaire pour le débit de dimensionnement.

- Détermination de la hauteur de remplissage nécessaire :

$$\boxed{R_{Q_{cr}} = \frac{Q_{cr}}{Q_{ps}}} \implies \boxed{\text{Abaque}} \implies \boxed{R_{H_{cr}} = \frac{H}{D}} \implies \text{alors : } H = R_H . D$$

8) Détermination de longueur du seuil du déversoir :

Dans le calcul du débit déversé, la formule de Bazin est couramment employée. Pour un déversoir frontal, la relation s'exprime comme suit :

$$Q_{dev} = m . L . H_{dev} \sqrt{2 * g * H_{dev}}$$

En revanche, pour un déversoir latéral, la formule prend la forme :

$$Q_{dev} = m. L. 0.83. \sqrt{2 * g} . H_{dev}^{1.67}$$

Avec les paramètres suivants :

m : Coefficient de débit en fonction du type de déversoir :

$$\begin{cases} m = 0,45 \text{ pour un déversoir frontal.} \\ m < 0,4 \text{ pour un déversoir latéral.} \end{cases}$$

L : Longueur du seuil.

H_{dev} : Hauteur d'eau déversée par le déversoir.

g = 9,81 m/s² (accélération due à la pesanteur).

Donc, la formule pour calculer la longueur du seuil du déversoir (L) est la suivante :

$$L = \frac{Q_{dev}}{0.83 * m * H_{dev}^{1.67} \sqrt{2g}}$$

❖ Mode de calcul :

Dans le cadre de notre projet, deux déversoirs d'orage de type latéral ont été intégrés. Nous illustrerons le processus de dimensionnement avec l'exemple du premier déversoir, DVO 1, en fournissant les résultats dans le tableau (VI-1). Par la suite, nous résumerons le dimensionnement du deuxième déversoir, DVO 2, et présenterons les résultats dans le tableau (VI-2).

Voici les données de base pour le déversoir n°1 :

-Diamètre d'entrée : De = 600 mm

-Débit total à l'entrée : Q_t = 0.775 m³/s

-Débit à pleine section : Q_{ps} = 0.59 m³/s

➤ Calcul temps de concentration :

Notre cas on prend : Tc₁ = t₁+t₂

Avec :

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

t₂ varie entre (2 à 20 min)

L : la longueur du cheminement le plus long en mètres,

V : la vitesse moyenne du cheminement le plus long en mètres par seconde.

Pour nos calculs, nous prendrons t_2 égal à 10 minutes.

$$T_{c1} = t_1 + t_2 = \frac{1146.39}{3.22} + 10$$

$$T_{c1} = 15.93 \text{ min}$$

➤ **Calcul du coefficient de retardement :**

$$Z = \left(1 - \frac{t_c}{100}\right) = 1 - \frac{15.93}{100}$$

$$Z = 0.84$$

➤ **Calcul du débit critique :**

$$Q_{cr} = Q_t * Z = 0.775 * 0.84$$

$$Q_{cr} = 0.651 \text{ m}^3/\text{s}$$

➤ **Calcul du débit déversé :**

$$Q_{dev} = Q_{cr} - Q_{STEP}$$

$$Q_{STEP} = Q_{ts} * C_{dilution}$$

$$Q_{STEP} = 0.0109 * 3 \implies Q_{STEP} = 0.0328 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{dev} = 0.651 - 0.0328 \implies Q_{dev} = 0.618 \text{ m}^3/\text{s}$$

➤ **Calcul de la hauteur d'eau amont :**

$$D_{amont} = 600 \text{ mm}$$

$$R_{qcr} = \frac{Q_{cr}}{Q_{ps}} = \frac{0.651}{0.625} \quad R_{qcr} = 1.05$$

Et de l'abaque (annexe 3) : $R_{hcr} = 0.81$ On

$$a : H_{amont} = R_{hcr} * D_{amont} = 0.81 * 600$$

$$\text{Alors : } H_{amont} = 486 \text{ mm}$$

➤ **Calcul de la hauteur du seuil :**

$$D_{amont} = 600 \text{ mm}$$

$$R_q = \frac{Q_{STEP}}{Q_{ps}} = \frac{0.0109}{0.62} \quad R_q = 0.02$$

Et de l'abaque (annexe 3) : $R_h = 0.03$

$$\text{On a : } H_{seuil} = R_h * D_{amont} = 0.03 * 600$$

$$\text{Alors : } H_{seuil} = 30 \text{ mm}$$

➤ **Calcul de la hauteur de déversement :**

$$H_{dev} = H_{amont} - H_{seuil} = 486 - 30$$

$$H_{dev} = 456 \text{ mm}$$

La hauteur du seuil de notre déversoir est initialement de 0.30cm ce qui s'avère être trop petite et non réalisable. Par conséquent, nous optons pour une nouvelle hauteur de seuil, H'_{seuil} , de 200mm

$$R'_h = 0.333 \implies R'_q = 0.24 \implies Q'_{STEP} = 0.141 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q'_{dev} = Q_{cr} - Q'_{STEP} = 0.651 - 0.141 = 0.51 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H'_{dev} = H_{amont} - H'_{seuil} = 486 - 200$$

$$H'_{dev} = 286 \text{ mm}$$

➤ **Calcul de la largeur du seuil du déversoir :**

$$L = \frac{Q_{dev}}{0.83 * m * H_{dev}^{1.67} \sqrt{2g}}$$

Tel que :

Pour un déversoir latéral ($m < 0.4$) et dans notre cas, nous prenons $m = 0.4$

$$L = 4.20 \text{ m} \approx 5 \text{ m}$$

Tableau VI-1 : dimensionnement du premier déversoir d'orage projeté.

	Type du déversoir	Coefficient du débit	Débit critique	Débit déversé	Débit de la station d'épuration	Hauteur critique	Hauteur du seuil	Hauteur du déversement	Longueur du seuil du déversoir
		m	Q_{cr}	Q'_{dev}	Q'_{STEP}	H_{cr}	H'_{seuil}	H'_{dev}	L
			m^3/s	m^3/s	m^3/s	m	m	m	m
DO N°1	latéral	0.4	0.651	0.510	0.141	0.486	0.2	0.286	5

Tableau VI-2 : dimensionnement du deuxième déversoir d'orage projeté.

Type du déversoir	Coefficient du débit	Débit critique	Débit déversé	Débit de la station d'épuration	Hauteur critique	Hauteur du seuil	Hauteur du déversement	Longueur du seuil du déversoir
	m	Q_{cr}	$Q'_{dév}$	Q'_{STEP}	H_{cr}	H_{seuil}	H_{dev}	b
		m^3/s	m^3/s	m^3/s	m	m	m	m
DO N°2 latéral	0.4	1.032	0.837	0.195	0.520	0.200	0.320	6

Pour le deuxième déversoir d'orage, avec une longueur de 6 mètres, une conception à seuil doublé sera adoptée, avec chaque seuil mesurant 3 mètres.

VI.2.2.2-Ouvrage de bassin de décantation :

Avant d'atteindre le point de rejet final, les réseaux d'assainissement transportent un mélange varié de substances, certaines étant de grande taille. Les eaux usées sont d'abord soumises à une étape de traitement préliminaire appelée "préépuration". Cette phase vise principalement à éliminer la majorité des éléments susceptibles de perturber l'environnement, en se concentrant sur les déchets de grande taille, les particules abrasives comme le sable et l'argile, ainsi que les graisses flottantes. Ces opérations de préépuration sont essentielles pour réduire les matières en suspension, notamment les solides tels que le sable, présents dans les eaux usées.

a) Définition :

Le bassin de décantation joue un rôle essentiel en capturant les graviers, le sable et d'autres particules minérales grâce à des dispositifs de piégeage. Cela permet d'empêcher ces particules de s'accumuler dans les installations et de protéger l'environnement contre la pollution, tout en empêchant les déchets solides de s'accumuler dans les cours d'eau.

b) Dimensionnement du bassin de décantation :

Le bassin de décantation est équipé d'une zone spéciale conçue pour permettre la séparation des sables et des déchets solides contenus dans les eaux usées qui y pénètrent.

Pour que cette séparation des particules puisse se produire efficacement, une condition importante doit être respectée :

$$\frac{L}{H} \leq \frac{V_e}{V_s}$$

— —

Pour que la sédimentation des particules solides soit efficace dans le bassin de décantation, les conditions suivantes doivent être satisfaites :

- La vitesse d'écoulement horizontale (V_e) doit être comprise entre 0,2 et 0,5 (m/s).
- La vitesse de sédimentation (V_s) doit être comprise entre 40 et 70 ($m^3/m^2/h$).
- La longueur du bassin (L) doit être dans la plage de 5 à 10 fois la profondeur du bassin (H).
- Le temps de séjour dans le bassin, en débit de pointe, doit être compris entre 5 et 20 minutes.
- La profondeur du bassin (H) doit être comprise entre 1 mètre et 2,5 mètres. On prend :

- ✓ $V_e = 0.5$ m/s.
- ✓ $V_s = 50$ ($m^3/m^2/h$) = 0.014 m /s.
- ✓ $H = 1.5$ m.
- ✓ $t_s = 20$ minute.

• **Le volume :**

$$V = Q_{ptp} \times t_s$$

Avec :

Q_{ptp} : le débit préservé dans le bassin, correspondant à 10% du débit total rejeté ;

Donc : $Q_{ptp} = 10\% \times 195 \text{ l/s} = 83,93 \text{ L/s} = 0.0195 m^3/s$

$V = 0.0195 \times 20 \times 60 = 23,4 m^3$

$$V = 23.4 m^3$$

• **La surface horizontale :**

Avec $H = 1,5$ m, la surface horizontale S_h peut être calculée de la manière suivante :

$$S_h = \frac{V}{H}$$

$$S_h = \frac{23.4}{1.5} = 15.6 m^2$$

$$S_h = 15.6 m^2$$

- **La longueur :**

$$L/H = 7 \Rightarrow L = 7 \times 1.5 = 12 \text{ m}$$

$$L = 10.5\text{m}$$

- **La largeur :**

$$S_h = L \times l = 15.6 \text{ m} \Rightarrow l = S_h / L = 15.6 / 10.5 = 1.48\text{m}$$

$$l = 1.48\text{m}$$

- **Le volume de sable déposé :**

Le volume de sable produit par chaque habitant en un jour, noté W_s , est déterminé par la formule suivante :

$$W_s = E_q \times P \times T$$

Où :

P : la norme d'évacuation des sables par habitant et par jour, fixée à 12 litres par habitant par an.

T : le temps, équivalent à un jour.

E_q : l'équivalent habitant.

Tableau VI-3 : Les résultats des quantités de sable éliminées.

Teneur en sable (l/hab/an)	12
Équivalent habitants	3258
W_s : volume de sable déposé (m³/j)	0.107
W_s : volume de sable déposé (m³/an)	39.09
D : Densité de sable (tonne/m³)	1.70
Poids annuel de sable (tonne/an)	66.453

Tableau VI-4: Dimensionnement du bassin de décantation projeté.

Désignation	Unités	Quantités
Surface horizontale (Sh)	m ²	15.6
Volume (V)	m ³	23.4
Hauteur (H)	m	1.5
Longueur	m	10.5
Largeur	m	1.48
Temps de séjour par temps de pluie	min	20
Ws : volume de sable déposé	(m ³ /an)	39.09
Poids annuel du sable	(t/an)	66.453

Dans cette phase, les bassins de décantation prévus nécessitent des travaux de nettoyage et d'entretien périodiques qui sont effectués par les agents de l'APC ou les services gestionnaires. Ces mesures sont essentielles pour garantir le bon fonctionnement des bassins et assurer la continuité de l'élimination des matières en suspension ainsi que des déchets solides présents dans les réseaux d'assainissement. L'objectif final est de préserver l'intégrité du milieu récepteur des eaux usées rejetées, en évitant une pollution avancée et en empêchant l'accumulation de déchets et de sable dans les cours d'eau de la région.

Conclusion

Afin d'assurer une gestion optimale de notre réseau d'assainissement, il est impératif de prendre des décisions judicieuses concernant les types de conduites qui le composent, en considérant à la fois leur forme et les matériaux de construction appropriés. De plus, dans le but de simplifier les opérations de curage et de renforcer la sécurité globale de notre réseau, nous avons entrepris l'implantation et le dimensionnement précis de tous les éléments constitutifs du système d'égouts. Cette démarche vise à prévenir les obstructions, à garantir un écoulement fluide des eaux usées, et à réduire les risques environnementaux. En fin de compte, une gestion réfléchie de notre réseau d'assainissement contribue à préserver un environnement plus propre et plus sain pour notre communauté.

Chapitre –VII-
ORGANISATION DU
CHANTIER ET
SECURITE DU
TRAVAIL

Chapitre –VII-**ORGANISATION DU CHANTIER ET SECURITE DU TRAVAIL****Introduction**

La gestion d'un chantier implique la prévision de toutes les ressources nécessaires, qu'elles soient humaines, matérielles ou en termes de matériaux, ainsi qu'une organisation du travail visant à combiner rapidité, qualité et efficacité économique. La sécurité au travail est primordiale pour minimiser les risques pour les travailleurs. Les projets d'assainissement sont soumis à des réglementations légales, qu'ils se déroulent en milieu urbain, rural ou naturel, et il est essentiel de respecter les règles générales d'organisation de chantier. La méthode du Chemin Critique (CPM) est fréquemment utilisée pour optimiser la gestion de projets en réduisant les délais, maîtrisant les coûts et améliorant l'efficacité en planifiant séquentiellement les opérations, identifiant ainsi le "chemin critique".

VII.1-Les étapes de réalisation du projet :**VII.1.1-Exécution des travaux :**

Les principales étapes impliquées dans la pose des canalisations comprennent :

- Manutention et stockage des conduites : Le processus commence par la réception, la manipulation et le stockage des tuyaux en attente de leur installation.
- Décapage de la couche de végétation : La végétation et le sol de la zone d'installation des canalisations doivent être retirés pour exposer la surface de travail.
- Excavation des tranchées et des fouilles pour les regards : Les tranchées et les fouilles sont creusées conformément aux spécifications pour accueillir les canalisations et les regards.
- Préparation du lit de pose : Le fond de la tranchée est préparé de manière à fournir un support stable pour les canalisations, ce qui peut inclure l'ajout de gravier ou de matériaux similaires.
- Emplacement des jalons des piquets : Des jalons ou des repères sont placés pour assurer que les canalisations sont posées correctement en termes de pente et d'alignement.
- Pose des canalisations en tranchée : Les canalisations sont installées dans les tranchées conformément aux spécifications de pente et d'alignement.
- Assemblage des conduites : Les différentes sections de canalisations sont assemblées à l'aide de raccords appropriés pour former un réseau continu.
- Réalisation des essais d'étanchéité pour les canalisations et les joints : Des tests d'étanchéité sont effectués pour s'assurer que les canalisations et les joints ne présentent pas de fuites.
- Remblaiement des tranchées : Une fois les canalisations vérifiées et approuvées, les tranchées sont remblayées avec soin pour restaurer la surface du sol.

- Construction des regards en béton armé : Des regards en béton armé sont construits le long du tracé des canalisations pour permettre l'accès aux conduites, la maintenance et les inspections ultérieures.

VII.1.1.1-Manutention et stockage des conduites :

a. Chargement et transport :

Il est impératif de veiller à ce que le chargement des véhicules se déroule de manière à prévenir toute détérioration ou déformation des tubes et des accessoires pendant le transport. Il convient de prendre les précautions suivantes :

- ✓ Éviter des manutentions brutales, des mouvements excessifs et des secousses inutiles.
- ✓ Éviter tout contact entre les tubes et les raccords et des pièces métalliques saillantes.
- ✓ Lorsque des tubes avec des emboîtures sont chargés, assurez-vous de les alterner de manière appropriée.
- ✓ Veillez à ce que les emboîtures des tubes dépassent de la pile de manière à les protéger.

b. déchargement :

Il est crucial de prévenir les dégâts en manipulant les tubes et les raccords avec précaution lors du déchargement, afin de garantir leur intégrité et leur qualité.

c. stockage :

Il est essentiel de préparer un espace de stockage situé aussi près que possible du site de travail. L'aire destinée à accueillir les tubes doit être soigneusement préparée, avec un sol nivelé et plat, afin d'éviter toute déformation des tubes.

Lors du stockage des tubes et des raccords, il est recommandé de suivre ces directives :

- ✓ Alternier les emboîtures lors de l'empilement et laisser celles-ci dépasser de la pile.
- ✓ Limiter la hauteur de gerbage à 1,50 mètre.
- ✓ Stocker les tubes et les accessoires à l'abri du soleil, car la décoloration du tube n'affecte pas ses propriétés mécaniques.
- ✓ Ne déballer les accessoires qu'au moment de leur utilisation pour éviter toute contamination.
- ✓ Éviter le contact avec des substances telles que l'huile, les solvants et autres produits chimiques.
- ✓ Assurer un stockage qui protège les tubes à la fois mécaniquement et contre la chaleur.

Ces mesures contribueront à préserver l'intégrité des matériaux et à garantir leur qualité jusqu'à leur utilisation sur le chantier.



Figure VII-1 : Stockage et déchargement des canalisations.

VII.1.1.2- Décapage de la couche de végétation :

Lorsque des tranchées sont ouvertes sous des voies publiques, il est essentiel de procéder au décapage avec précaution pour éviter tout dommage aux infrastructures avoisinantes. Le décapage de cette couche doit être réalisé à l'aide d'un bulldozer, en veillant à enlever une couche d'une épaisseur de 10 centimètres.

Pour calculer le volume de la couche décapée en mètres cube (m³), on utilise la formule suivante :

$$V = B * h * L$$

Avec :

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

h : Hauteur de la couche décapée en mètres (m).

L : Longueur totale des tranchées en mètres (m).

VII.1.1.3 - Excavation des tranchées et des fouilles pour les regards :

La largeur de la tranchée doit être dimensionnée de manière à être au moins égale au diamètre extérieur de la conduite. Il est recommandé d'ajouter des sur-largeurs de 30 cm de chaque côté de la conduite pour assurer un espace suffisant.

➤ **Largeur de la tranchée :**

La formule pour calculer la largeur de la tranchée est définie comme suit :

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

Où :

B : la largeur de la tranchée en mètres (m).

D : le diamètre de la conduite en mètres (m).

➤ **Profondeur de la tranchée :**

La profondeur de la tranchée peut être calculée en utilisant la formule suivante :

$$H = e + D + h$$

Dans cette équation :

H : la profondeur de la tranchée en mètres (m).

e : l'épaisseur du lit de sable en mètres (m), où e = 20 cm (0,20 m).

D : le diamètre de la conduite en mètres (m).

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

En appliquant cette formule, vous pouvez déterminer la profondeur appropriée de la tranchée en prenant en compte l'épaisseur du lit de sable, le diamètre de la conduite et la hauteur du remblai au-dessus de la conduite.

➤ **Fond de la tranchée :**

Il est essentiel de préparer le fond de la tranchée de manière à éliminer les roches de gros calibre, les restes de maçonnerie, ainsi que les points durs en saillie. De plus, il est nécessaire de niveler le fond de la tranchée conformément à la pente prévue dans le projet.

VII.1.1.4-Aménagement du lit de pose :

Les conduites doivent être installées sur un lit de sable d'une épaisseur d'au moins 10 cm, et ce lit doit être soigneusement nivelé conformément aux mesures du profil en long. Ce lit de pose doit être composé de sable contenant au moins 12 % de particules de taille inférieure à 0,1 mm.

Dans le cas où le sol est instable, des mesures spéciales peuvent s'avérer nécessaires, telles que la réalisation d'un béton de propreté, de berceaux, voire même de dalles de répartition.

Pour calculer le volume de sable requis, vous pouvez utiliser la formule suivante :

$$V_s = L \times B \times e$$

Où :

V_s : le volume de sable en mètres cube (m³).

L : la longueur de la tranchée en mètres (m).

B : la largeur de la tranchée en mètres (m).

e : l'épaisseur du sable en mètres (m), où $e = 20$ cm (0,20 m).

VII.1.1.5-Emplacement des jalons des piquets :

Conformément aux directives du plan de masse, il est impératif de positionner des jalons de repérage aux endroits spécifiés. Cela inclut les emplacements des regards à chaque changement de direction ou de pente, ainsi qu'à chaque bifurcation ou intersection de canalisations. Les jalons servent à marquer de manière précise et stratégique ces points clés du réseau de canalisations, facilitant ainsi l'orientation, la maintenance et la gestion du système.

VII.1.1.6-La mise en place des canalisations en tranchée :

➤ Serpentage

La rectitude de la conduite ne doit pas être recherchée systématiquement, car le serpentage peut être privilégié pour mieux s'adapter aux conditions du terrain et aux besoins du projet.

➤ Butées et ancrages :

Pour contrer le recul dû à la pression exercée sur les extrémités des canalisations et aux changements de direction, les assemblages avec des bagues ne sont pas suffisants. Il est donc impératif de prévoir des massifs en béton pour répartir la charge de poussée résultant de la pression d'épreuve sur les parois de la tranchée.

La valeur de la poussée peut être calculée comme suit :

$$F = K \times P \times S$$

Où :

K est un coefficient dépendant de la configuration :

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 1 \text{ pour les extrémités,} \\ K = 1 \text{ pour les tés à } 90^\circ, \\ K = 1,414 \text{ pour les coudes à } 90^\circ, \\ K = 0,766 \text{ pour les coudes à } 45^\circ. \end{array} \right.$$

P : la pression interne(en bars).

S : la section interne de la conduite(en cm²).

S : la section de la dérivation pour les tés réduits(en cm²).

S : la différence des sections pour les réductions significatives(en cm²).

Les forces de poussée sur les réductions ne sont à prendre en compte que si la réduction de diamètre est importante.

La résistance du sol, ou la butée du terrain, peut être calculée selon l'équation suivante :

$$B = K_1 \times H \times S_1$$

Où :

K₁ dépend de la nature du sol et a les valeurs suivantes :

- Sable argileux : 3000
- Terre à culture : 5000
- Sable et gravier : 6000

H: la profondeur d'enfouissement du tube(en mètres) .

S₁ est la section d'appui (longueur * hauteur) (en mètres).

Pour garantir la stabilité, il est nécessaire que B soit supérieur ou égal à 1,5 fois la force de poussée ($FB \geq 1.5F$).

VII.1.1.7-Mise en place des conduites :

En règle générale, les conduites sont installées à l'aide d'engins spécialement conçus pour cette tâche, appelés "pipelayers". Ces engins sont adaptés pour la manipulation et la pose efficace de conduites dans diverses conditions et environnements. Ils jouent un rôle essentiel dans la mise en place précise et sécurisée des conduites, garantissant ainsi la conformité aux normes de construction et la durabilité des infrastructures.



Figure VII-2 : Engins de pose de conduites (Pipelayers).

VII.1.1.8-Assemblage des conduites :

Afin d'assurer une étanchéité de haut niveau et la sécurité des installations face à des températures de fonctionnement élevées, des pressions importantes et des liquides agressifs, l'assemblage des tuyaux est d'une importance cruciale. Les joints jouent un rôle indispensable pour garantir le bon fonctionnement des conduites d'assainissement. Lorsqu'il s'agit de réaliser des joints pour ces conduites, il est essentiel de prendre en compte des facteurs tels que la section, la forme et la nature du matériau de la conduite.

Pour les conduites circulaires, les joints sont généralement créés en utilisant une bague renforcée d'une armature, qui est coulée sur place à l'intérieur d'un moule. Cette méthode assure une connexion étanche et solide entre les tuyaux, ce qui est essentiel pour maintenir l'intégrité du système dans des conditions exigeantes.

VII.1.1.9-Les essais d'étanchéité :

L'essai d'étanchéité revêt une importance cruciale lorsqu'il s'agit de déterminer si l'on peut procéder à la réception des travaux d'un ouvrage. L'objectif de cet essai est d'évaluer si les installations sont suffisamment hermétiques pour garantir leur bon fonctionnement. Cette évaluation intervient après la pose des canalisations au fond de la tranchée, et elle peut être réalisée en utilisant divers agents tels que l'eau, l'air ou même de la fumée. En mettant en œuvre ces essais d'étanchéité, on s'assure que l'ensemble du système est exempt de fuites et peut fonctionner de manière efficace, offrant ainsi une assurance de la qualité des travaux réalisés. Cette étape est essentielle pour garantir la fiabilité et la sécurité des installations.

VII.1.1.10-Remblaiement des tranchées :

Après avoir installé les canalisations dans les tranchées, il est impératif de réaliser un remblayage de qualité sur une certaine hauteur au-dessus de la partie supérieure des canalisations. Cette opération sert à accomplir deux objectifs essentiels : d'une part, elle assure la répartition uniforme des charges qui s'exercent sur les canalisations, et d'autre part, elle les protège contre tout dommage potentiel lors du remblaiement final.

Le comblement des tranchées se réalise aujourd'hui en ayant recours à diverses techniques. La méthode la plus courante consiste à utiliser des matériaux granulaires traditionnels. Pour cela, on fait appel à des outils et équipements traditionnels, tout en ayant parfois recours à des compacteurs ou des pilonneurs, souvent importés de l'étranger. Une autre technique consiste à utiliser des sols améliorés grâce à des mélanges de limons et de chaux. Cette approche implique l'ajout de chaux à des matériaux argilo-calcaires, ce qui leur confère des propriétés liantes pour le remblaiement.

VII.1.1.11-Construction des regards :

Les regards utilisés dans les systèmes de collecte des eaux usées sont généralement de forme carrée, et leurs dimensions dépendent du type de collecteur. La profondeur et l'épaisseur de ces regards peuvent varier d'un regard à l'autre. La construction d'un regard implique plusieurs étapes essentielles :

- Préparation du fond du regard ;
- Création de la couche de béton de propreté ;
- Mise en place de l'armature pour le radier du regard ;
- Coulage du béton pour le radier ;
- Installation de l'armature des parois ;
- Réalisation du coffrage des parois ;
- Coulage du béton pour les parois ;
- Retrait du coffrage des parois ;
- Installation de l'armature pour la dalle du regard ;
- Coffrage de la dalle ;
- Coulage du béton pour la dalle ;
- Retrait du coffrage de la dalle.

VII.1.1.12-Choix des engins :

Le choix des engins de terrassement revêt une importance capitale, car les travaux de terrassement constituent une phase essentielle de tout projet de construction. Ces travaux ont pour objectif de modifier la topographie d'un terrain en déplaçant d'importantes quantités de matériaux, le plus souvent de la terre. Ils englobent la création d'ouvrages en remblai, où l'on ajoute des matériaux, ainsi que des opérations de déblai, qui consistent à retirer des matériaux du site.

Ces travaux de terrassement se divisent généralement en trois actions principales :

- L'extraction : Cela implique l'enlèvement des matériaux du site, que ce soit pour creuser des tranchées, des fondations, ou d'autres besoins de construction.
- Le transport : Les matériaux extraits doivent être déplacés vers leur destination finale sur le chantier, que ce soit pour le remblai, la mise en œuvre, ou d'autres applications.
- La mise en œuvre : Cette étape concerne la disposition et la manipulation des matériaux déplacés pour créer les formes et structures nécessaires à la construction.

En ce qui concerne notre cas, nous utilisons les engins suivants :

a. Le bulldozer ou boteur :

La principale fonction de cet engin de terrassement consiste à déplacer des matériaux en raclant le sol, notamment pour égaliser un terrain. Il est également utilisé pour pousser une décapeuse qui permet d'extraire des matériaux du sol.

Le bulldozer se présente sous la forme d'un tracteur monté sur chenilles ou équipé de pneus. Il est équipé d'une lame à l'avant, laquelle peut être abaissée ou relevée grâce à deux bras articulés. On abaisse la lame lors des travaux de terrassement et on la relève en position haute lors du transport. Parfois, cette lame peut également être inclinée grâce à des articulations horizontales.

▪ Utilité :

Le bulldozer possède une variété d'applications, notamment :

- Le déplacement de matériaux sur des distances allant jusqu'à 50 mètres.
- Le défrichage, le déboisement et le dessouchage.
- Le repoussage de terre et de roches désagrégées.
- La création de profils spécifiques.
- La construction de remblais sur des terrains plats et le creusement de fossés.
 - L'excavation en ligne droite, la superposition en couches et le compactage de surface, ainsi que le remblayage.
 - La création de tas de matériaux.
 - Le remorquage de charges lourdes.

Les services d'entretien routier utilisent principalement les bulldozers pour le débroussaillage, le décapage des emprunts et l'augmentation du volume des matériaux. Le modèle angledozer est recommandé pour augmenter le volume des emprunts, tandis que le tiltadozer facilite la découverte des emprunts.

b. Chargeuse :

Cet équipement est disponible en deux versions : sur pneus ou sur chenilles. Les chargeuses à chenilles sont préférées pour les terrains où les conditions du sol sont particulièrement difficiles, tandis que les chargeuses sur pneus gagnent en popularité en raison de leur grande mobilité, de leur capacité à effectuer des manœuvres rapides et de leur facilité de déplacement.

La chargeuse est composée d'un tracteur équipé d'un godet ou d'une benne qui peut être relevé grâce à deux bras latéraux articulés. Le godet est conçu pour basculer, et ces opérations de levage et de basculement sont effectuées à l'aide d'un système hydraulique.

▪ Utilité :

La chargeuse trouve des applications dans les domaines suivants :

- Le chargement de divers types de matériaux.
- L'excavation de matériaux meubles ou désagrégés sur des surfaces plates.
- L'excavation de matériaux tendres pour la création de buttes.
- L'épandage et le nivellement de matériaux utilisés dans la construction de routes.

c. Le compacteur :

Cet engin de compactage est essentiel dans le processus de remblayage. Il s'agit d'un équipement lourd qui exerce une force de compression en utilisant un ou plusieurs rouleaux en fonte, afin de compacter le matériau sous lui. Ce processus vise à améliorer la densité et la stabilité du remblai.

▪ Utilité :

Le choix de l'utilisation du compacteur dépendra des résultats obtenus lors de l'essai Proctor effectué sur le terrain. Le processus de compactage sera réalisé par strates, et chaque strate sera préparée avant le compactage en ajustant la teneur en eau. Pour uniformiser la surface du sol, un bulldozer ou une niveleuse sera utilisé, avec l'épaisseur de nivellement adaptée en fonction du type de compacteur disponible :

Pour les compacteurs de type "pieds de mouton", l'épaisseur cible après 15 passes sera de 25 cm.

- Pour les rouleaux à pneus de 15 tonnes, l'épaisseur cible après 6 passes sera de 10 cm.
- Pour les rouleaux à pneus de 50 tonnes, l'épaisseur cible après 6 passes sera de 30 cm.
- Pour les rouleaux à pneus de 50 tonnes, l'épaisseur cible après 10 passes sera de 50 cm.

Il est souvent plus avantageux d'augmenter le nombre de passes plutôt que de changer la taille de l'engin de compactage. Le choix du type de compacteur dépend également de la granulométrie du sol :

- Les cylindres vibrants sont adaptés aux sols granulaires ou rocheux.
- Les pieds de mouton conviennent aux sols plastiques légèrement déficitaires en eau, aux sols argileux, et aux revêtements de chaussée.
- Les compacteurs à pneus sont appropriés pour les sols argileux et les revêtements de chaussée.
- Les cylindres lisses conviennent à presque tous les types de terrains, en particulier aux graviers et aux matériaux concassés, à l'exception des sols sableux ou argileux.

d. La pelle hydraulique :

Elle occupe une place de premier plan sur les chantiers de construction et de terrassement. Sa principale fonction consiste à réaliser des excavations, mais elle peut également être employée pour des opérations de manutention. Cette machine polyvalente est communément désignée sous le nom de pelle mécanique hydraulique ou excavatrice. Elle se compose d'un châssis monté sur chenilles ou équipé de pneus, d'une tourelle capable de pivoter sur 360 degrés, d'un moteur hydraulique, ainsi que d'un bras composé de trois éléments essentiels : une flèche, un balancier et un godet.

▪ **Utilité :**

La pelle est conçue pour une gamme variée de tâches, parmi lesquelles :

- L'excavation en butte.
- L'opération en mode rétro.
- L'utilisation comme dragline.
- L'utilisation d'une benne preneuse.
- L'adaptation avec divers équipements spécialisés.

e. **Décapeuse :**

La décapeuse est équipée d'une benne dotée d'un tiroir éjecteur qui peut être abaissé en dessous du niveau du sol, ce qui permet d'extraire la matière en nivelant le sol.

Comparée aux pelleteuses classiques, la décapeuse est capable de traiter des volumes de matériau plus importants et de maintenir un rythme de travail plus rapide. Cependant, elle est davantage adaptée aux travaux de terrassement de masse et aux chantiers où la distance entre le lieu d'extraction et de dépôt est relativement court, car sa vitesse de déplacement est limitée.

▪ **Utilité :**

Le scraper est un équipement utilisé pour extraire, charger et déverser de la terre. Il peut accomplir les tâches généralement attribuées au bulldozer, au chargeur et au camion transporteur.

Les capacités d'utilisation des scrapers varient en fonction de leur type :

- Les scrapers à chenilles ont une plage d'utilisation de 30 à 300 mètres.
- Les scrapers à pneus couvrent des distances allant de 300 à 2000 mètres.

VII.2-Détermination des différents volumes :

VII.2.1-volume de la couche et terre végétale :

$$V_{dev} = H_v * L * B$$

Avec:

V_{dev} : Volume de la couche de terre végétale décapée (en mètres cubes, m³).

H_v : Profondeur de la couche de terre végétale (en mètres, m).

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

B : Largeur de la couche de terre végétale (en mètres, m), où B équivaut à 0,6 mètres (0,6 m).

VII.2.2-Volume des déblais des tranchées :

$$V_d = B.L.H$$

Avec:

V_d : Volume des déblais des tranchées (en mètres cubes, m³).

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

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

H : Profondeur de la tranchée (en mètres, m).

VII.2.3-Volume du lit de sable :

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

Avec :

V_{ls} : Volume du lit de sable (en mètres cubes, m³).

e : Épaisseur de la couche de sable (en mètres, m).

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

VII.2.4-Volume occupé par les conduites :

$$V_{cond} = L. \frac{\pi.D^2}{4}$$

Avec:

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

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

D : Diamètre de la conduite (en mètres, m).

VII.2.5-Volume du remblai :

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

Avec:

V_r : Volume du remblai (en mètres cubes, m³).

VII.2.6-Volume excédentaire :

$$V_{exc} = V_f - V_{rem}$$

Avec :

V_{exc} : Volume du sol excédentaire (en mètres cubes, m^3).

V_f : Volume du sol foisonné (en mètres cubes, m^3), tel que $V_f = V_{deb} \times K_f$.

K_f : Le coefficient de foisonnement, qui dépend de la nature du sol et est détaillé dans le tableau suivant.

Tableau VII-1 : Coefficient de foisonnement

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

Dans notre cas le coefficient de foisonnement est de 1.10.

Les volumes correspondants sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII-2 : Volumes de travaux

Les volumes	V_d (m^3)	V_{ls} (m^3)	V_{con} (m^3)	V_r (m^3)	V_{exc} (m^3)
La somme	17202.24	1563.84	1841.42	13796.98	7705.82

VII.3-Devis quantitatif et estimatif :

Tableau VII-3 : Évaluation quantitative et estimative du projet.

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Prix total
A	Travaux de terrassement				
A.1	Déblai pour fouille en tranchée	m^3	17202.24	1000	17202240
A.2	Pose lit de sable, e=10cm	m^3	1563.84	1500	2345760
A.3	Enrobage	m^3	1954.80	300	586440
A.4	Remblai de la tranchée	m^3	13796.98	700	9657886
A.5	Évacuation des déblais excédentaires	m^3	7705.82	300	2311746
B	Canalisations (conduites en PVC)				
B.1	DN315mm	ml	5077.5	8000.00	40620000

B.2	DN400mm	ml	774	10000.00	7740000
B.3	DN500mm	ml	303	11000.00	3300000
B.4	DN600mm	ml	353	13000.00	4589000
C	Constructions				
C.1	Construction des regards en béton	U	186	30000.00	5580000
C.2	Exécution des déversoirs d'orages		2	50000.00	100000

TOTAL HORS TAXES	94033072.00
T.V.A 19 %	17866283.7
TOTAL T.T.C.	111899356.00

VII.4-Sécurité de travail :

La sécurité au travail repose sur un système sociotechnique, géré conjointement par des mesures de prévention des risques collectives et individuelles, dont le degré de développement dépend de la culture de prévention et de protection des travailleurs contre les accidents professionnels et les maladies liées au travail. L'objectif premier est de garantir la sécurité des travailleurs, quels que soient les risques qu'ils prennent, que ce soit sur le plan physique ou psychologique. Cependant, il est important de noter que la sécurité au travail présente des avantages tant pour les employeurs que pour les entreprises dans leur ensemble.

Lorsqu'on évoque les accidents professionnels, il est courant de penser que la situation résulte généralement d'une seule cause, attribuable soit à la machine, soit à l'humain. Cependant, pour une compréhension plus approfondie, il est nécessaire d'analyser la part de responsabilité de l'humain et de la machine. Les préoccupations concernant les risques professionnels ne peuvent être dissociées de l'analyse du travail et des conditions dans lesquelles les travailleurs accomplissent leurs tâches. L'analyse des causes des accidents trouve son utilité lorsqu'elle est liée au travail des opérateurs et s'inscrit dans un diagnostic global de la situation de travail, incluant ses répercussions sur la charge de travail, les risques pour la santé et la sécurité.



Figure VII-3 : Panneau de consignes de sécurité sur le chantier.

VII.4.1-Les Causes des Accidents sur le Lieu de Travail :

Les accidents sur le lieu de travail sont le résultat d'une variété de facteurs, qui peuvent être regroupés en deux catégories distinctes : les facteurs matériels et les facteurs humains. Les facteurs matériels englobent les conditions potentiellement dangereuses qui peuvent évoluer au fil du travail, et les causes d'accidents liées à ces facteurs matériels peuvent découler de plusieurs sources, notamment :

- La nature du travail et les spécificités du poste au sein de la profession en général.
- Les caractéristiques des matériaux utilisés dans le processus de travail.
- L'utilisation des outils et des machines, y compris leur emplacement et leur entretien.
- Les difficultés particulières rencontrées lors de l'exécution des tâches.
- Les conditions du lieu de travail, telles que l'éclairage et les facteurs climatiques.

En contraste avec les conditions dangereuses qui peuvent être techniquement et pratiquement détectées, les actions dangereuses sur le lieu de travail sont généralement imputables au facteur humain. Ces comportements exigent parfois l'intervention de psychologues expérimentés. Les actions dangereuses peuvent résulter de réactions psychologiques parfois imprévisibles, car chaque individu réagit de manière unique en fonction des circonstances ou de son état d'esprit personnel. Cela ajoute une complexité supplémentaire à la prévention des accidents et de la sécurité au travail, car il est souvent difficile de prévoir ces réactions psychiques spécifiques.

Les aspects relatifs à l'hygiène et à la sécurité, notamment la ventilation et les mesures de protection.

VII.4.2-Liste des conditions dangereuses :**CD n°1 : Manque de Sécurité dans l'Installation**

Exemple : Absence de protections sur les lames et les poulies des scies à rubans, et insuffisance de dispositifs de verrouillage de sécurité.

CD n°2 : Protection Inadéquate de l'Installation

Exemple : Utilisation d'anciens interrupteurs à couteaux qui présentent un risque électrique, ainsi que l'utilisation de prises électriques défectueuses ou endommagées.

CD n° 3 : Absence de protection individuelle

Exemple : l'absence d'un tabouret isolé dans une cabine haute tension constitue un manquement à la sécurité.

CD n° 4 : Utilisation d'outillage, d'engins et d'équipements en mauvais état

Exemple : l'utilisation d'une échelle dont les barreaux cassés ont été remplacés par des planches clouées, mettant ainsi en danger la sécurité des travailleurs.

CD n° 5 : Problèmes liés à la conception et à la construction

Exemple : une installation électrique réalisée avec du fil souple, ce qui présente des risques potentiels.

CD n° 6 : Utilisation de matériaux défectueux,

Exemple : la présence d'un nœud dans une planche destinée à être toupillée, ce qui peut compromettre la qualité du travail.

CD n° 7 : Entreposage inapproprié

Exemple : l'empilage excessif des couronnes de "fil machine" à une hauteur importante, ce qui peut entraîner des problèmes de sécurité et de manutention.

CD n° 8 : Mauvaise disposition des lieux,

Exemple : un escalier trop étroit, ce qui peut compromettre la sécurité et la circulation des personnes.

CD n° 9 : Système d'éclairage défectueux

Exemple : l'utilisation d'un éclairage individuel au poste de travail sans éclairage général peut entraîner des problèmes de visibilité et de confort pour les travailleurs.

CD n° 10 : Conditions environnementales inappropriées

Exemple : la présence de vapeurs dans les blanchisseries, ce qui peut affecter la qualité de l'air et la santé des travailleurs.

CD n° 11 : Exposition à des conditions climatiques défavorables

Exemple serait l'installation d'une antenne de télévision sur un toit givré, ce qui peut augmenter les risques pour les travailleurs en raison des conditions glaciales.

VII.4.3-Liste des actions dangereuses :

AD n°1 : Engager des opérations sur des machines en mouvement sans les précautions requises,

Exemple : appliquer de la graisse sur une machine tout en étant en marche, une pratique mettant en danger la sécurité ;

AD n°2 : Intervenir sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances inflammables ou toxiques sans prendre les précautions nécessaires,

Exemple : ramasser un outil à proximité d'un conducteur électrique sous tension, ce qui expose à un risque électrique ;

AD n°3 : Agir sans notification préalable ou sans autorisation,

Exemple : entrer dans un silo sans avertir les personnes concernées, créant ainsi un risque pour la sécurité ;

AD n°4 : Désactiver les dispositifs de sécurité,

Exemple : réaliser des travaux d'entretien dans un malaxeur sans verrouiller l'interrupteur de sécurité, mettant en danger les travailleurs ;

AD n°5 : Omettre l'utilisation de l'équipement de protection individuelle,

Exemple : meuler sans porter de lunettes de protection, exposant ainsi les yeux à des risques de blessures ;

AD n°6 : Utiliser de manière incorrecte des outils et équipements,

Exemple : tirer un wagonnet au lieu de le pousser, ce qui peut causer des problèmes de sécurité et de fonctionnement ;

AD n°7 : Faire preuve d'imprudence lors des opérations de stockage et de manutention,

Exemple : passer sous une charge suspendue, ce qui représente un risque majeur d'accident ;

AD n°8 : Adopter une position peu sécurisée,

Exemple : transporter du personnel sur la plate-forme d'un camion chargé de gros matériel, une pratique potentiellement dangereuse pour les personnes impliquées ;

AD n°9 : Travailler dans une posture inadéquate,

Exemple : utiliser une caisse comme marchepied pour atteindre un objet hors de portée, ce qui peut entraîner des blessures ou des chutes ;

AD n°10 : Maintenir un rythme de travail inapproprié,

Exemple, suivre une cadence de travail trop rapide, ce qui peut augmenter la probabilité d'erreurs, d'accidents et de stress pour les travailleurs ;

AD n° 11 : Comportements inappropriés de plaisanterie ou de querelle.

VII.4.4-La prévention des risques professionnels :

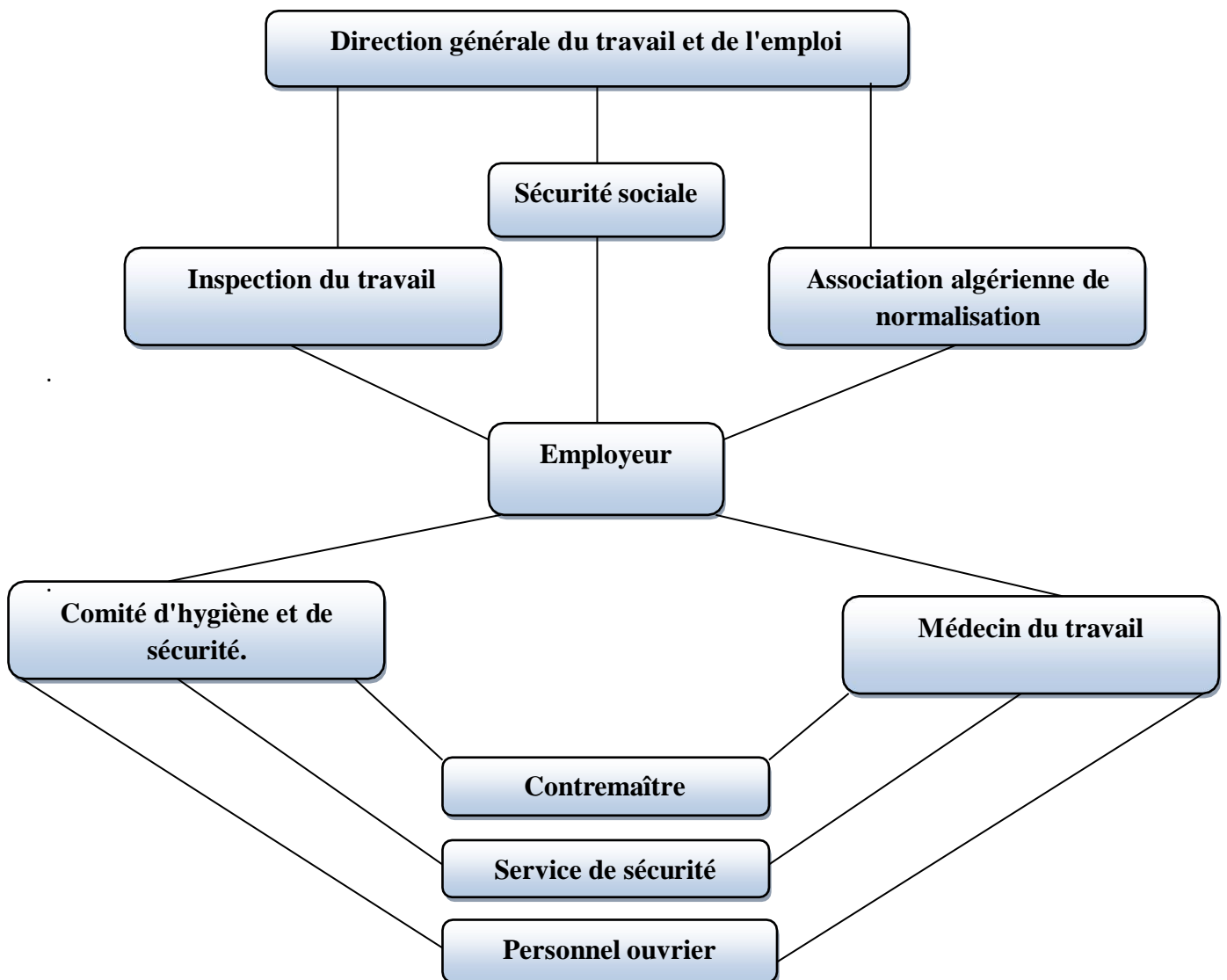


Schéma VII-1 : Structuration de la gestion de la sécurité au travail.

VII.5-Planification du projet :

La planification de projet englobe l'organisation des activités à accomplir sur une période donnée. Son objectif principal est de déterminer le coût, les ressources requises et la meilleure séquence pour l'exécution de ces tâches. Cela implique une recherche constante de l'approche la plus efficace pour optimiser l'utilisation de la main-d'œuvre et des autres moyens de mise en œuvre. Les éléments clés de la planification comprennent :

- Mise en place des postes de travail : La configuration des postes de travail est cruciale pour assurer l'efficacité et la sécurité des opérations.
- Observations en temps réel : Surveiller et évaluer en temps réel les activités en cours pour identifier les opportunités d'amélioration.
- Analyse des tâches : Examiner en détail les tâches impliquées dans le projet pour une compréhension approfondie de ce qui est nécessaire.
- Chronométrage : Mesurer le temps nécessaire pour chaque étape ou tâche afin de planifier de manière précise les délais.
- Définition des objectifs et des responsabilités : Établir clairement les objectifs à atteindre et les attributions de chaque membre de l'équipe.
- Simplification des méthodes : Identifier des méthodes plus simples et efficaces pour accomplir les tâches, réduisant ainsi la complexité.
- Stabilisation des postes de travail : Créer un environnement de travail stable et cohérent pour favoriser la productivité et la qualité.

VII.5.1-Techniques de la planification :

Deux méthodes de planification prédominantes sont couramment utilisées :

- Méthodes basées sur le réseau.
- Méthodes basées sur le graphique.

VII.5.1.1-Méthodes basées sur le réseau :

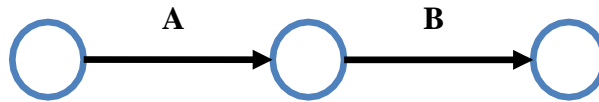
❖ Définition du réseau :

Le réseau est un schéma visuel qui représente un projet et permet de visualiser les liens entre les diverses opérations, qu'elles soient séquentielles, parallèles ou convergentes, tout en indiquant leur durée respective.

Il y a deux types de réseaux à prendre en compte :

a. Réseau à flèches :

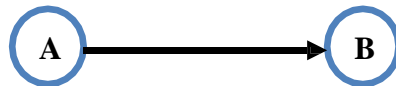
Chaque opération est symbolisée par une flèche, tandis que les nœuds, situés entre les flèches, indiquent la séquence des opérations dans le processus. Cette représentation graphique facilite la compréhension des relations et de l'ordre des tâches dans le projet.



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

b. Réseau à nœuds :

Chaque nœud représente une opération, et la séquence des opérations est indiquée par des flèches. Cette représentation graphique met en évidence l'enchaînement des tâches dans le projet, facilitant ainsi la compréhension de la logique de réalisation.



L'opération (**B**) ne peut commencer que lorsque l'opération (**A**) est intégralement terminée.

❖ Construction du réseau :

Pour élaborer un réseau, il est nécessaire de suivre un processus en six étapes :

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

VII.5.1.2-Méthode basées sur le graphique :

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

Le but de cette approche est d'optimiser la durée de réalisation d'un projet en prenant en compte trois phases distinctes :

- **La première phase** : consiste à déterminer l'effectif requis pour accomplir le travail en question.
- **La deuxième phase** : implique une analyse minutieuse du réseau, en suivant une échelle horaire précise, jour après jour, en fonction de l'unité de temps choisie.
- **La troisième phase** : se focalise sur l'adaptation du réseau en fonction des contraintes spécifiques imposées par l'entreprise, permettant ainsi d'ajuster la planification pour répondre aux besoins et aux objectifs du projet.

VII.5.2-Les étapes de la planification :

La planification est le procédé visant à définir la séquence et le déroulement des travaux à accomplir. Ce processus englobe les étapes suivantes :

VII.5.2.1-Collection des informations :

La création d'une synthèse basée sur l'analyse des informations recueillies à travers des études comparatives est essentielle pour garantir une utilisation adéquate du plan de réalisation de notre projet. Cette synthèse permet de tirer des enseignements de l'analyse comparative et d'assurer une mise en œuvre efficace de notre projet.

VII.5.2.2-Décomposition du projet :

Cette étape revêt une importance cruciale, car chaque projet peut être abordé sous différentes perspectives. Lors de cette phase, nous attribuons à chaque tâche un responsable spécifique, identifions les besoins en matériel nécessaires, et élaborons une approche adaptée à chaque aspect du projet. Cela permet une gestion plus efficace et précise de la réalisation du projet.

VII.5.2.3-Relations entre les tâches :

Pendant la phase de réalisation, il y a deux types de relations cruciales entre les tâches : l'une se base sur un enchaînement logique, tandis que l'autre repose sur un enchaînement préférentiel. La première est guidée par la logique des dépendances entre les tâches, tandis que la seconde tient compte des préférences ou des priorités spécifiques dans la planification du projet.

VII.5.2.4-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

Avec :

TR (Temps de réalisation) : la durée nécessaire pour accomplir la tâche.

DCP (Date de commencement au plus tôt) : le moment le plus précoce où la tâche peut commencer.

DCPP (Date de commencement au plus tard) : la date limite la plus tardive pour le début de la tâche.

DFP (Date de finition au plus tôt) : la date la plus précoce à laquelle la tâche peut être terminée.

DFPP (Date de finition au plus tard) : la date limite la plus tardive pour la fin de la tâche.

MT (Marge totale) : la marge de temps disponible pour effectuer la tâche sans retarder le projet.

$$\diamond \text{ Et : } \begin{cases} \text{DFP} = \text{DCP} + \text{TR} \\ \text{DCPP} = \text{DFPP} - \text{TR} \end{cases}$$

❖ Chemin critique (C.C) :

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 :

$$\text{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \text{MT} = 0 \\ \text{TR}_{\text{C.C}} = \text{D.T.P} \end{cases}$$

VII.5.2.5-Attribution des durées de chaque opération :

Pour attribuer correctement le temps nécessaire à un projet, il est crucial de prendre en compte deux facteurs essentiels :

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

En utilisant les normes C.N.A.T, on peut appliquer la formule suivante pour calculer le temps nécessaire (T) : $T = (Q * N) / n$

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

Où :

Q : Quantité de travail requise.

N : Rendement des ressources.

n : Nombre d'équipes impliquées dans le projet.

VII.5.3-Symboles des différentes opérations :

Les principales étapes à exécuter comprennent :

A. Piquetage

B. Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou de la végétation

C. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards

D. Aménagement du lit de pose

E. Construction des regards

F. La mise en place des canalisations en tranchée

G. Construction des ouvrages annexes (bassin de retenue, dispositif d'orage)

H. Assemblage des tuyaux

I. Réalisation des essais d'étanchéité

J. Remblai des tranchées

K. Travaux de finition

Tableau VII-4 : Calcul des délais

OPERATION	TR (jours)	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
K	20	210	230	210	230	0

Le chemin critique est :

A-B-C-E-H-I-J-K;

Avec un temps de réalisation égal à :

$$\sum TR = 230 \text{ jours}$$

Conclusion

Ce chapitre nous offre l'opportunité d'évaluer le coût et la qualité de notre projet de manière préliminaire. L'organisation du chantier est indispensable lors de la mise en place d'un système d'assainissement, car elle permet non seulement de maîtriser les coûts, d'optimiser l'utilisation de l'énergie et de gagner du temps, mais aussi d'améliorer l'efficacité du travail.

L'étude des volumes de travail nous permet d'établir une estimation du coût total du projet, qui s'élève à **111 899 356 DA**, avec une durée de réalisation prévue de 230 jours.

Conclusion

Générale

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce mémoire présente la conception d'un système d'évacuation des eaux usées et pluviales de la région d'Ouled Maaref, située dans la wilaya de Médéa. L'objectif principal de ce système est de canaliser efficacement les eaux vers un exutoire dédié, contribuant ainsi à préserver la santé publique et à protéger l'environnement.

Nous avons débuté par la présentation de la zone d'étude et de ses caractéristiques. Ensuite, une étude hydrologique s'est avérée nécessaire afin de déterminer l'intensité moyenne maximale, laquelle a été établie à 162 L/s/ha en utilisant les résultats issus de l'ajustement de la série pluviométrique à la loi GEV.

Le réseau que nous avons planifié adopte un caractère unitaire, suivant un schéma d'évacuation par déplacement latéral, acheminant ainsi les eaux usées vers le point de rejet de la zone. L'évaluation des débits des eaux usées a pris en compte les débits domestiques et publics, étant donné l'absence d'activités industrielles dans la zone d'étude. Pour estimer les débits pluviaux, la zone a été subdivisée en 05 surfaces élémentaires, et la méthode rationnelle a été choisie. Les collecteurs utilisés, en PVC (\varnothing 315, 400, 500, 600 mm), se distinguent par leur excellente étanchéité, leur grande facilité de pose, leurs caractéristiques hydrauliques remarquables, ainsi que leur résistance mécanique appréciable.

Afin de faciliter les opérations de curage et d'assurer une sécurité accrue à notre réseau, nous avons entrepris l'implantation et le dimensionnement de deux déversoirs d'orages de type à seuil latéral. En ce qui concerne les éléments du réseau d'égout, des regards simples de visite. Selon l'étude d'organisation de chantier, le coût estimé du projet s'élève à **111 899 356 D.A**, avec une durée de réalisation projetée de 230 jours.

Références

Bibliographiques

Références bibliographiques

Ouvrage :

- Bourrier R. (2008). Les réseaux d'assainissement : calculs .application .perspectives (5e EDITION).
- Bourrier R., Satin M., Selmi B., 2010, Guide technique de l'assainissement, Ed. Le Moniteur, - 775 pages.
- Bourrier, R., Satin, M., & Selmi, B. (2017). Guide technique de l'assainissement : Collecte, épuration, conception, exploitation (5e éd). Éditions « Le Moniteur ».
- Gomella C. et Guerree H., 1967. « Les eaux usées dans les agglomérations urbaines ». Eyrolles, Paris.
- Gomella, C., Guerree, H., 1986 « Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (tome 1), Eyrolles, Paris.

Mémoires de fin d'étude :

- DJAZIRI, R. (2018). "Dimensionnement du réseau d'assainissement de la nouvelle ville de BATNA Hamla trois (W.Batna)". Mémoire de fin d'études en assainissement, École Nationale Supérieure d'Hydraulique de Blida, Algérie.
- HAMDINE, F. (2018). "Étude du schéma directeur d'assainissement de la commune de MEUNACER (W.Tipaza)". Mémoire de fin d'études en assainissement, École Nationale Supérieure d'Hydraulique de Blida, Algérie.
- Azari, S. (2019). "Dimensionnement d'un réseau d'assainissement de la nouvelle ville de BOUINAN (W.Blida)". Mémoire de fin d'études en assainissement, École Nationale Supérieure d'Hydraulique de Blida, Algérie.

Annexes

Annexe 1 : Table de chi au carré

TABLE DU χ^2

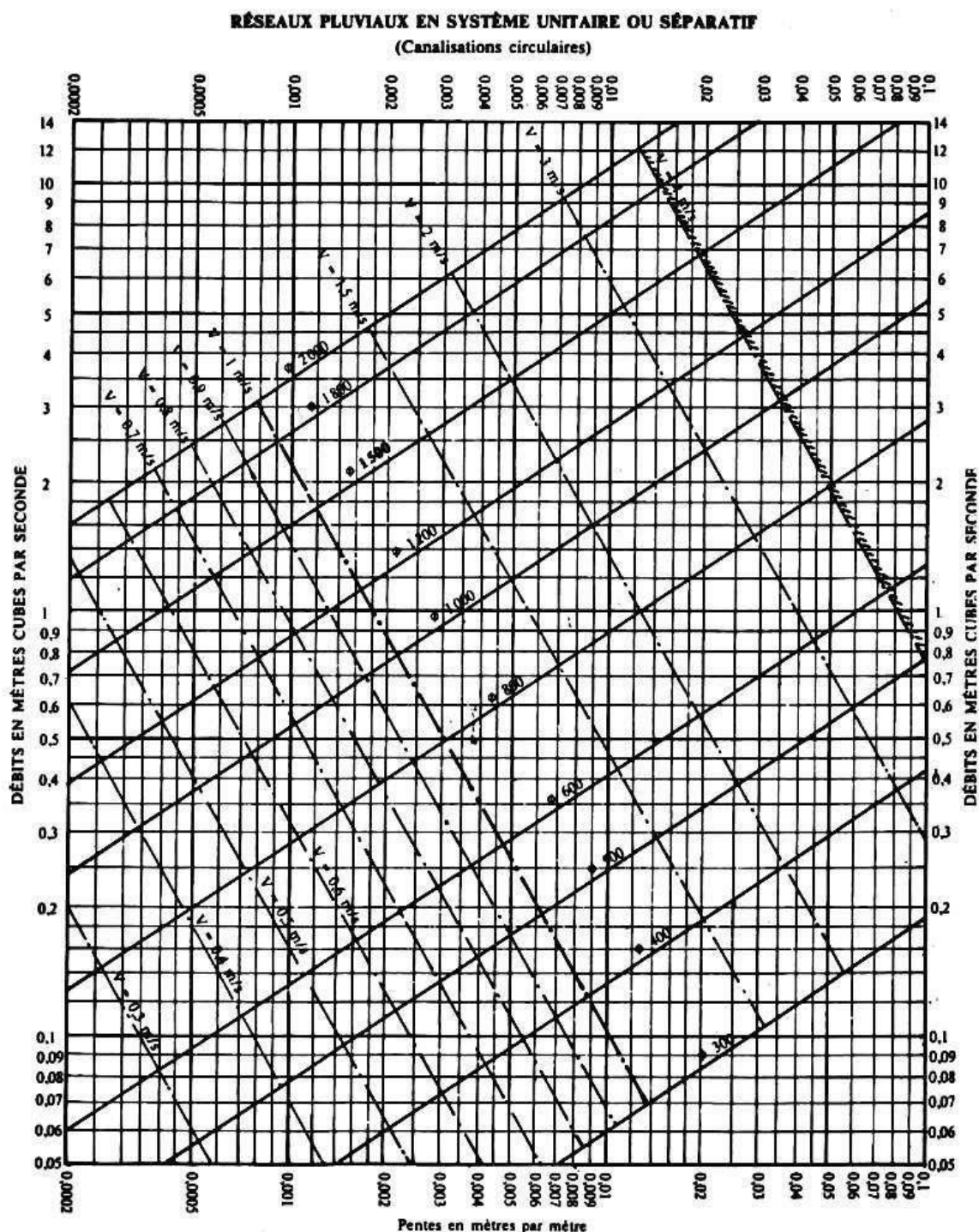
La table donne la probabilité α pour que χ^2 égale ou dépasse une valeur donnée, en fonction du nombre de degrés de liberté v .
Exemple : avec $v = 3$, pour $\chi^2 = 0,11$ la probabilité $\alpha = 0,99$.

α	0,99	0,975	0,95	0,90	0,10	0,05	0,025	0,01	0,001
v									
1	0,0002	0,001	0,004	0,016	2,71	3,84	5,02	6,63	10,83
2	0,02	0,05	0,10	0,21	4,61	5,99	7,38	9,21	13,82
3	0,11	0,22	0,35	0,58	6,25	7,81	9,35	11,34	16,27
4	0,30	0,48	0,71	1,06	7,78	9,49	11,14	13,28	18,47
5	0,55	0,83	1,15	1,61	9,24	11,07	12,83	15,09	20,51
6	0,87	1,24	1,64	2,20	10,64	12,59	14,45	16,81	22,46
7	1,24	1,69	2,17	2,83	12,02	14,07	16,01	18,48	24,32
8	1,65	2,18	2,73	3,49	13,36	15,51	17,53	20,09	26,12
9	2,09	2,70	3,33	4,17	14,68	16,92	19,02	21,67	27,88
10	2,56	3,25	3,94	4,87	15,99	18,31	20,48	23,21	29,59
11	3,05	3,82	4,57	5,58	17,28	19,68	21,92	24,73	31,26
12	3,57	4,40	5,23	6,30	18,55	21,03	23,34	26,22	32,91
13	4,11	5,01	5,89	7,04	19,81	22,36	24,74	27,69	34,53
14	4,66	5,63	6,57	7,79	21,06	23,68	26,12	29,14	36,12
15	5,23	6,26	7,26	8,55	22,31	25,00	27,49	30,58	37,70
16	5,81	6,91	7,96	9,31	23,54	26,30	28,85	32,00	39,25
17	6,41	7,56	8,67	10,09	24,77	27,59	30,19	33,41	40,79
18	7,01	8,23	9,39	10,86	25,99	28,87	31,53	34,81	42,31
19	7,63	8,91	10,12	11,65	27,20	30,14	32,85	36,19	43,82
20	8,26	9,59	10,85	12,44	28,41	31,41	34,17	37,57	45,31
21	8,90	10,28	11,59	13,24	29,62	32,67	35,48	38,93	46,80
22	9,54	10,98	12,34	14,04	30,81	33,92	36,78	40,29	48,27
23	10,20	11,69	13,09	14,85	32,01	35,17	38,08	41,64	49,73
24	10,86	12,40	13,85	15,66	33,20	36,42	39,36	42,98	51,18
25	11,52	13,12	14,61	16,47	34,38	37,65	40,65	44,31	52,62
26	12,20	13,84	15,38	17,29	35,56	38,89	41,92	45,64	54,05
27	12,88	14,57	16,15	18,11	36,74	40,11	43,19	46,96	55,48
28	13,56	15,31	16,93	18,94	37,92	41,34	44,46	48,28	56,89
29	14,26	16,05	17,71	19,77	39,09	42,56	45,72	49,59	58,30
30	14,95	16,79	18,49	20,60	40,26	43,77	46,98	50,89	59,70

Source : Instruction technique 1977

Annexe 2:

Abaque n° 1: réseaux pluviaux en système unitaire ou séparatif avec canalisation circulaire



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

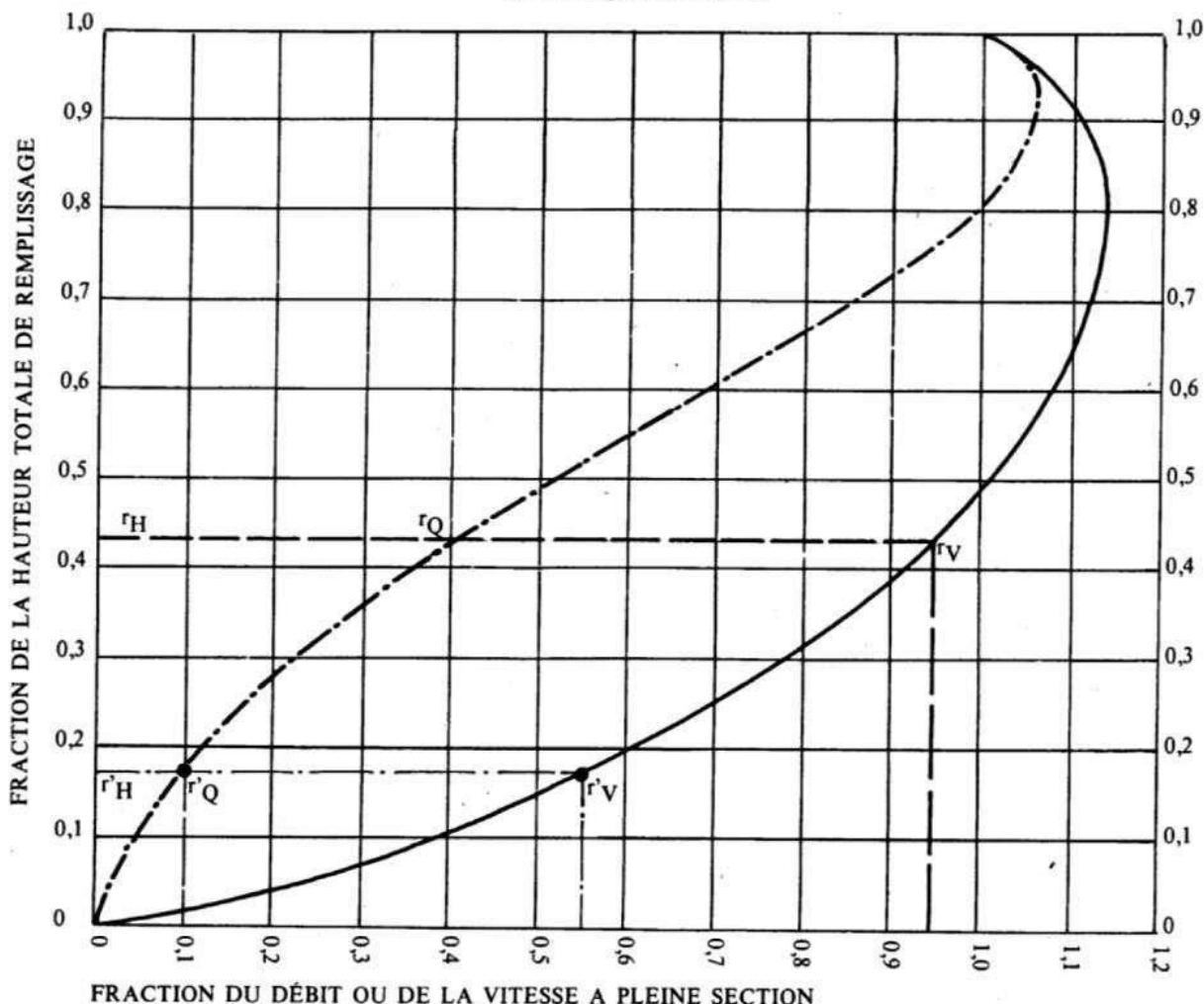
Source : Instruction technique 1977

Annexe 3:

Abaque n° 2: Variations des débits des vitesses en fonction du remplissage

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



MODE D'EMPLOI.

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

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

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

Exemples :

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

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

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

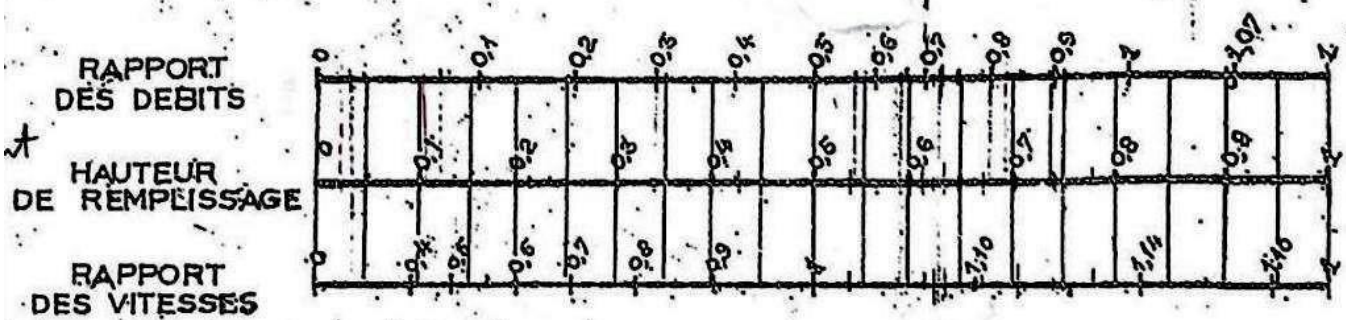
Le débit maximum ($r_Q = 1,07$) est obtenu avec $r_H = 0,95$.

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

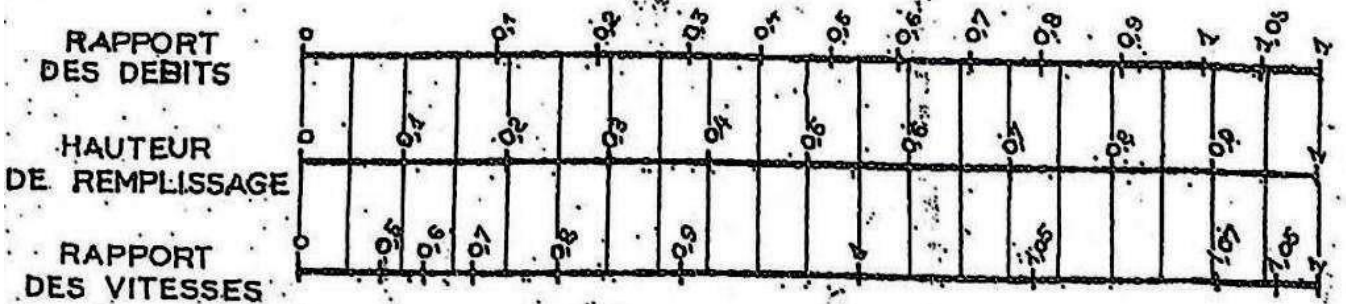
Ces dernières conditions d'écoulement à caractère assez théorique ne peuvent être obtenues que dans des conditions très particulières d'expérimentation.

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE
(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux 3/10, le débit est les 2/10 du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les 78/100 de la vitesse correspondant au débit à pleine section

Annexe 5 : Calcul hydraulique des collecteurs d'assainissement.

Tableau n°1 : Estimation du débit pour chaque tronçon.

Reg amont	Reg aval	Distance	Pente	Q spécifique	Q propre	Q cumulé
R01	R02	41	0,03	0,000094746	0,00388459	0,0038
R02	R03	31,5	0,03	0,000094746	0,0029845	0,0067
R03	R04	45	0,03	0,000094746	0,00426357	0,0129
R04	R05	32	0,003	0,000094746	0,00303187	0,016
R05	R10	34	0,004	0,000094746	0,00322136	0,0192
R06	R07	30,5	0,03	0,000094746	0,00288975	0,0031
R07	R08	31	0,01	0,000094746	0,00293713	0,006
R08	R09	31,5	0,03	0,000094746	0,0029845	0,009
R09	R10	30	0,04	0,000094746	0,00284238	0,0118
R10	R11	45,5	0,003	0,000094746	0,00431094	0,0353
R11	R12	35	0,008	0,000094746	0,00331611	0,0386
R12	R13	36,5	0,03	0,000094746	0,00345823	0,0421
R13	R14	40	0,006	0,000094746	0,00378984	0,0459
R14	R16	43	0,005	0,000094746	0,00407408	0,0499
R15	R16	46	0,03	0,000094746	0,00435832	0,0076
R16	R17	41,5	0,009	0,000094746	0,00393196	0,0615
R17	R18	37	0,02	0,000094746	0,0035056	0,065
R18	R19	23,5	0,03	0,000094746	0,00222653	0,0672
R19	R22	30,5	0,004	0,000094746	0,00288975	0,0701
R22	R51	47,5	0,01	0,000094746	0,00450044	0,0109
R20	R21	34	0,03	0,000094746	0,00322136	0,0032
R21	R22	33,5	0,02	0,000094746	0,00317399	0,0064
R23	R24	27	0,02	0,000094746	0,00255814	0,0026
R24	R30	39,5	0,04	0,000094746	0,00374247	0,0063
R25	R26	35	0,003	0,000094746	0,00331611	0,0033
R26	R27	30	0,04	0,000094746	0,00284238	0,0062
R27	R28	30	0,04	0,000094746	0,00284238	0,009
R28	R29	35,5	0,03	0,000094746	0,00336348	0,0124
R29	R30	36	0,009	0,000094746	0,00341086	0,0158
R30	R31	22	0,03	0,000094746	0,00208441	0,0179
R31	R32	27,5	0,04	0,000094746	0,00260552	0,0242
R32	R33	37,5	0,03	0,000094746	0,0035298	0,0277
R33	R34	31	0,01	0,000094746	0,00293713	0,0307
R34	R35''	30,5	0,03	0,000094746	0,00288975	0,0335
R35''	R36	30	0,03	0,000094746	0,00284238	0,0364
R36	R35	30,5	0,04	0,000094746	0,00288975	0,0393
R35	R50	30	0,04	0,000094746	0,00284238	0,0421
R37	R38	35,5	0,01	0,000404166	0,01434789	0,0037
R38	R39	31	0,01	0,000404166	0,01252915	0,0162
R39	R40	30,5	0,02	0,000404166	0,01232706	0,0286
R40	R49	30,5	0,03	0,000404166	0,01232706	0,0409
R41	R42	38,5	0,04	0,000404166	0,01556039	0,0156
R42	R48	32,5	0,02	0,000404166	0,01313539	0,0287
R43	R44	30,5	0,02	0,000404166	0,01232706	0,0123
R44	R45	30,5	0,04	0,000404166	0,01232706	0,0247
R45	R46	30	0,02	0,000404166	0,01212498	0,0368
R46	R47	30,5	0,02	0,000404166	0,01232706	0,0491
R47	R48	30	0,04	0,000404166	0,01212498	0,0612
R48	R49	23	0,04	0,000404166	0,00929582	0,0992
R49	R50	41	0,02	0,000404166	0,01657081	0,1567

R50	R51	39,5	0,008	0,000094746	0,00374247	0,2025
R51	R62	20,5	0,02	0,000520036	0,01066074	0,2241
R52	R53	35,5	0,04	0,000520036	0,01846128	0,0185
R53	R54	35,5	0,01	0,000520036	0,01846128	0,0369
R54	R55	35,5	0,03	0,000520036	0,01846128	0,0554
R55	R56	51,5	0,01	0,000520036	0,02678185	0,0822
R56	R57	36,5	0,04	0,000520036	0,01898131	0,1011
R57	R58	35	0,03	0,000520036	0,01820126	0,1193
R58	R59	31,5	0,01	0,000520036	0,01638113	0,1357
R58	R60	40,5	0,03	0,000520036	0,02106146	0,0211
R59	R60	31	0,03	0,000520036	0,01612112	0,1519
R60	R61	31	0,03	0,000520036	0,01612112	0,189
R61	R62	39,5	0,02	0,000520036	0,02054142	0,2096
R62	R63	30,5	0,02	0,000520036	0,0158611	0,4495
R63	R66	29,5	0,02	0,000520036	0,01534106	0,4649
R64	R65	35	0,01	0,000520036	0,01820126	0,0182
R65	R66	37	0,04	0,000520036	0,01924133	0,0374
R66	R67	43,5	0,005	0,000520036	0,02262157	0,5249
R67	R68	32	0,007	0,000520036	0,01664115	0,5416
R68	R69	49,5	0,05	0,000520036	0,02574178	0,5673
R69	R70	23	0,02	0,000520036	0,01196083	0,5793
R70	R78	23,5	0,04	0,000520036	0,01222085	0,5915
R71	R72	30,5	0,04	0,000520036	0,0158611	0,0159
R72	R76	33,5	0,02	0,000520036	0,01742121	0,0333
R73	R74	30,5	0,02	0,000520036	0,0158611	0,0159
R74	R77	31,5	0,05	0,000520036	0,01638113	0,0322
R75	R76	22	0,05	0,000520036	0,01144079	0,0114
R76	R77	34,5	0,01	0,000520036	0,01794124	0,0627
R77	R78	33,5	0,02	0,000520036	0,01742121	0,1123
R78	R79	15,5	0,008	0,000520036	0,00806056	0,7119
R79	R83	30,5	0,01	0,000520036	0,0158611	0,7277
R80	R81	34,5	0,04	0,000520036	0,01794124	0,0179
R81	R82	30,5	0,01	0,000520036	0,0158611	0,0338
R82	R83	32	0,003	0,000520036	0,01664115	0,0504
R83	DO1	18	0,02	0,000520036	0,00936065	0,775
DO1	R84	20,5	0,006	/	0,141	0,141
R84	R85	41,5	0,003	/	0,141	0,141
R85	R86	35	0,02	/	0,141	0,141
R86	R87	35	0,003	/	0,141	0,141
R87	R88	35	0,003	/	0,141	0,141
R88	R89	35	0,02	/	0,141	0,141
R89	R90	35	0,05	/	0,141	0,141
R90	R91	41,5	0,01	/	0,141	0,141
R91	R92	24,5	0,01	/	0,141	0,141
R92	R93	35	0,003	/	0,141	0,141
R93	R94	35	0,003	/	0,141	0,141
R94	R95	35	0,005	/	0,141	0,141
R95	R96	35	0,01	/	0,141	0,141
R96	R97	39,5	0,002	/	0,141	0,141
R98	R102	43	0,05	0,000404166	0,01737914	0,0174
R99	R103	44	0,05	0,000404166	0,0177833	0,0178
R100	R104	45	0,02	0,000404166	0,01818747	0,0182
R101	R105	46,5	0,04	0,000440484	0,02048251	0,0205
R102	R103	42,5	0,02	0,000440484	0,01872057	0,0361
R103	R104	46	0,01	0,000440484	0,02026226	0,0741

R104	R105	44,5	0,03	0,000440484	0,01960154	0,1119
R105	R106	34,5	0,02	0,000440484	0,0151967	0,1476
R106	R107	48,5	0,01	0,000440484	0,02136347	0,169
R107	R109	41,5	0,02	0,000440484	0,01828009	0,1873
R108	R109	43,5	0,05	0,000440484	0,01916105	0,0192
R109	R110	48,5	0,01	0,000440484	0,02136347	0,2278
R110	R111	36,5	0,05	0,000440484	0,01607767	0,2439
R111	R112	33,5	0,05	0,000440484	0,01475621	0,2586
R97	R112	24,5	0,02	0,000440484	0,01079186	0,141
R113	R120	48,5	0,02	0,000440484	0,02136347	0,0214
R114	R115	36,5	0,01	0,000440484	0,01607767	0,0161
R115	R121	43	0,03	0,000440484	0,01894081	0,035
R116	R122	42	0,007	0,000440484	0,01850033	0,0185
R117	R119	42	0,02	0,000440484	0,01850033	0,0185
R118	R119	43	0,02	0,000440484	0,01894081	0,0189
R119	R124	50	0,01	0,000440484	0,0220242	0,0595
R120	R121	33,5	0,03	0,000440484	0,01475621	0,0361
R121	R122	22,5	0,03	0,000440484	0,00991089	0,081
R122	R123	19,5	0,04	0,000440484	0,00858944	0,0271
R123	R124	25	0,03	0,000440484	0,0110121	0,0381
R112	R124''	20	0,01	/	0,3996	0,3996
R124	R124''	14,5	0,009	/	0,0976	0,0976
R124''	R125	35	0,005	/	0,497	0,497
R125	R126	35	0,004	/	0,497	0,497
R126	R127	19	0,004	/	0,497	0,497
R127	R128	35	0,01	/	0,497	0,497
R128	R129	35	0,006	/	0,497	0,497
R129	R130	35	0,01	/	0,497	0,497
R130	R131	43,5	0,05	/	0,497	0,497
R132	R140	42	0,02	0,000404166	0,01697497	0,017
R133	R134	41	0,03	0,000404166	0,01657081	0,0166
R134	R135	29	0,03	0,000404166	0,01172081	0,0283
R135	R141	29,5	0,04	0,000404166	0,0119229	0,0402
R136	R137	33	0,01	0,000440484	0,01453597	0,0145
R137	R138	32	0,01	0,000440484	0,01409549	0,0286
R138	R142	29,5	0,008	0,000440484	0,01299428	0,0416
R139	R140	44	0,02	0,000404166	0,0177833	0,0178
R140	R141	46	0,03	0,000404166	0,01859164	0,0533
R141	R142	42	0,03	0,000404166	0,01697497	0,1105
R142	R143	37,5	0,05	0,000440484	0,01651815	0,1687
R143	R144	48,5	0,02	0,000440484	0,02136347	0,19
R144	R145	23,5	0,03	0,000440484	0,01035137	0,2004
R145	R146	33	0,03	0,000404166	0,01333748	0,2137
R146	R151	46,5	0,04	0,000404166	0,01879372	0,2325
R147	R148	41	0,01	0,000554529	0,02273569	0,0227
R148	R149	42,5	0,03	0,000554529	0,02356748	0,0463
R149	R150	28,5	0,04	0,000554529	0,01580408	0,0621
R150	R151	23,5	0,02	0,000554529	0,01303143	0,0751
R151	R152	37,5	0,03	0,000554529	0,02079484	0,3285
R152	R153	32	0,03	0,000554529	0,01774493	0,3462
R153	R156	32	0,03	0,000554529	0,01774493	0,364
R154	R155	48	0,02	0,000440484	0,02114323	0,0211
R155	R156	44,5	0,03	0,000440484	0,01960154	0,0407
R156	R157	24,5	0,03	0,000554529	0,01358596	0,4183
R157	R158	34,5	0,03	0,000554529	0,01913125	0,4374

R158	159	32,5	0,04	0,000554529	0,01802219	0,4554
R159	R160	30	0,03	0,000554529	0,01663587	0,4721
R160	R174	41	0,02	0,000554529	0,02273569	0,4948
R161	R162	31	0,04	0,000554529	0,0171904	0,0172
R162	R164	44	0,04	0,000554529	0,02439928	0,0416
R163	R164	41,5	0,03	0,000554529	0,02301295	0,023
R164	R169	27,5	0,02	0,000554529	0,01524955	0,0799
R165	R166	32	0,04	0,000554529	0,01774493	0,0177
R166	R170	37,5	0,03	0,000554529	0,02079484	0,0385
R167	R168	37	0,02	0,000554529	0,02051757	0,0205
R168	R171	36,5	0,04	0,000554529	0,02024031	0,0408
R169	R170	30	0,03	0,000554529	0,01663587	0,0965
R170	R171	30,5	0,04	0,000554529	0,01691313	0,1519
R171	R172	25,5	0,01	0,000554529	0,01414049	0,2068
R172	R173	27,5	0,04	0,000554529	0,01524955	0,2221
R173	R174	31,5	0,02	0,000554529	0,01746766	0,2396
R174	R175	26	0,05	/	0,732	0,732
R131	DO2	35	0,03	/	0,497	0,497
R175	DO2	41	0,01	/	0,732	0,732
DO2	R176	36	0,03	/	0,195	0,195
R176	R177	35	0,03	/	0,195	0,195
R177	R178	40	0,01	/	0,195	0,195
R178	R179	35	0,01	/	0,195	0,195
R179	R180	35	0,03	/	0,195	0,195
R180	R181	35	0,03	/	0,195	0,195
R181	R182	35	0,03	/	0,195	0,195
R182	R183	35	0,02	/	0,195	0,195
R183	R184	35	0,04	/	0,195	0,195

Tableau n°2 :calcul hydraulique des collecteurs d'assainissement.

Tronçon		L (m)	Pente	Q (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{hor} (mm)	R _q	R _v	R _H	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	Auto- curage
R01	R02	41	0,03	0,0038	63,49	315	0,01	0,33	0,08	26,65	1,15	0,27	3,49	Vérifie
R02	R03	31,5	0,03	0,0067	78,54	315	0,02	0,41	0,11	34,24	1,44	0,27	3,49	Vérifie
R03	R04	45	0,03	0,0129	103,9	315	0,05	0,54	0,15	48,15	1,71	0,25	3,18	Vérifie
R04	R05	32	0,003	0,016	173,4	315	0,20	0,78	0,30	95,85	0,79	0,08	1,01	Vérifie
R05	R10	34	0,004	0,0192	175,9	315	0,21	0,79	0,31	97,72	0,92	0,09	1,16	Vérifie
R06	R07	30,5	0,03	0,0031	59,14	315	0,01	0,31	0,08	24,39	1,06	0,27	3,44	Vérifie
R07	R08	31	0,01	0,006	85,81	315	0,03	0,45	0,12	37,97	1,11	0,19	2,46	Vérifie
R08	R09	31,5	0,03	0,009	87,28	315	0,03	0,46	0,12	38,74	1,62	0,28	3,53	Vérifie
R09	R10	30	0,04	0,0118	93,93	315	0,04	0,49	0,13	42,34	1,88	0,30	3,81	Vérifie
R10	R11	45,5	0,003	0,0353	233,3	315	0,45	0,97	0,47	148,35	0,97	0,08	1,01	Vérifie
R11	R12	35	0,008	0,0386	200,8	315	0,30	0,88	0,37	117,99	1,45	0,13	1,64	Vérifie
R12	R13	36,5	0,03	0,042	155,5	315	0,15	0,71	0,26	83,16	2,51	0,28	3,53	Vérifie
R13	R14	40	0,006	0,0458	225,9	315	0,41	0,95	0,45	141,37	1,35	0,11	1,42	Vérifie
R14	R16	43	0,005	0,0499	241,4	315	0,49	1,00	0,50	155,95	1,29	0,10	1,30	Vérifie
R15	R16	46	0,03	0,0076	81,51	315	0,03	0,43	0,11	35,75	1,54	0,28	3,58	Vérifie
R16	R17	41,5	0,009	0,0614	233,7	315	0,45	0,97	0,47	148,70	1,69	0,14	1,74	Vérifie
R17	R18	37	0,02	0,0649	198,5	315	0,29	0,87	0,37	116,02	2,49	0,22	2,85	Vérifie
R18	R19	23,5	0,03	0,0671	192,8	315	0,27	0,86	0,35	111,08	2,72	0,25	3,18	Vérifie
R19	R22	30,5	0,004	0,07	285,8	315	0,77	1,10	0,66	207,92	1,28	0,09	1,16	Vérifie
R22	R51	47,5	0,01	0,0109	107,3	315	0,06	0,55	0,16	50,27	1,36	0,19	2,46	Vérifie
R20	R21	34	0,03	0,0032	59,23	315	0,01	0,31	0,08	24,44	1,09	0,28	3,53	Vérifie
R21	R22	33,5	0,02	0,0064	82,66	315	0,03	0,44	0,12	36,34	1,26	0,23	2,90	Vérifie
R23	R24	27	0,02	0,0028	58,97	315	0,01	0,31	0,08	24,30	0,96	0,24	3,13	Vérifie
R24	R30	39,5	0,04	0,0057	70,60	315	0,02	0,37	0,10	30,25	1,45	0,31	3,94	Vérifie
R25	R26	35	0,003	0,0033	95,96	315	0,04	0,50	0,14	43,49	0,51	0,08	1,01	Vérifie
R26	R27	30	0,04	0,0062	74,80	315	0,02	0,39	0,10	32,36	1,44	0,29	3,67	Vérifie
R27	R28	30	0,04	0,009	84,14	315	0,03	0,44	0,12	37,10	1,73	0,30	3,90	Vérifie
R28	R29	35,5	0,03	0,0124	99,46	315	0,05	0,52	0,14	45,50	1,78	0,27	3,44	Vérifie
R29	R30	36	0,009	0,0158	140,5	315	0,12	0,66	0,23	72,74	1,15	0,14	1,74	Vérifie
R30	R31	22	0,03	0,0178	111,6	315	0,06	0,57	0,17	52,98	2,06	0,28	3,63	Vérifie
R31	R32	27,5	0,04	0,0235	122,7	315	0,08	0,60	0,19	60,38	2,25	0,29	3,72	Vérifie
R32	R33	37,5	0,03	0,027	132,4	315	0,10	0,63	0,21	67,13	2,21	0,27	3,49	Vérifie
R33	R34	31	0,01	0,0299	174,9	315	0,21	0,79	0,31	96,97	1,45	0,14	1,84	Vérifie
R34	R35'	30,5	0,03	0,0328	141,7	315	0,12	0,66	0,23	73,61	2,34	0,28	3,53	Vérifie
R35'	R36	30	0,03	0,0357	152,2	315	0,14	0,70	0,26	80,85	2,22	0,25	3,18	Vérifie
R36	R35	30,5	0,04	0,0385	147,0	315	0,13	0,68	0,25	77,25	2,56	0,29	3,77	Vérifie
R35	R50	30	0,04	0,0414	152,4	315	0,14	0,70	0,26	81,02	2,57	0,29	3,67	Vérifie
R37	R38	35,5	0,01	0,0037	71,59	315	0,02	0,37	0,10	30,75	0,92	0,19	2,46	Vérifie
R38	R39	31	0,01	0,0163	126,1	315	0,09	0,61	0,20	62,77	1,47	0,19	2,40	Vérifie
R39	R40	30,5	0,02	0,0284	140,5	315	0,12	0,66	0,23	72,79	2,06	0,24	3,13	Vérifie
R40	R49	30,5	0,03	0,0407	154,4	315	0,15	0,71	0,26	82,44	2,46	0,27	3,49	Vérifie
R41	R42	38,5	0,04	0,0155	101,5	315	0,05	0,53	0,15	46,72	2,15	0,32	4,07	Vérifie
R42	R48	32,5	0,02	0,0285	141,6	315	0,12	0,66	0,23	73,56	2,03	0,24	3,07	Vérifie
R43	R44	30,5	0,02	0,0124	103,0	315	0,05	0,53	0,15	47,62	1,67	0,24	3,13	Vérifie
R44	R45	30,5	0,04	0,0246	123,7	315	0,08	0,61	0,19	61,08	2,31	0,30	3,81	Vérifie
R45	R46	30	0,02	0,0367	161,6	315	0,17	0,73	0,28	87,41	2,05	0,22	2,79	Vérifie
R46	R47	30,5	0,02	0,049	172,4	315	0,20	0,78	0,30	95,13	2,44	0,24	3,13	Vérifie
R47	R48	30	0,04	0,0611	172,5	315	0,20	0,78	0,30	95,18	3,04	0,30	3,90	Vérifie

Tronçon		L (m)	Pente	Q (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{nor} (mm)	R _q	R _v	R _H	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	Auto- curage
R48	R49	23	0,04	0,0988	204,1	315	0,32	0,89	0,38	120,99	3,58	0,31	4,03	Vérifie
R49	R50	41	0,02	0,156	285,4	315	0,77	1,10	0,66	207,40	2,86	0,20	2,60	Vérifie
R50	R51	39,5	0,008	0,2011	372,8	400	0,83	1,12	0,70	278,45	2,17	0,24	1,93	Vérifie
R51	R62	20,5	0,02	0,2227	304,3	315	0,91	1,14	0,75	234,88	3,56	0,24	3,13	Vérifie
R52	R53	35,5	0,04	0,0183	109,7	315	0,06	0,56	0,16	51,82	2,19	0,30	3,90	Vérifie
R53	R54	35,5	0,01	0,0368	171,2	315	0,20	0,77	0,30	94,23	1,85	0,19	2,40	Vérifie
R54	R55	35,5	0,03	0,0553	172,4	315	0,20	0,78	0,30	95,09	2,75	0,28	3,53	Vérifie
R55	R56	51,5	0,01	0,082	246,8	315	0,52	1,01	0,51	161,10	2,04	0,16	2,01	Vérifie
R56	R57	36,5	0,04	0,1009	211,9	315	0,35	0,91	0,41	128,16	3,38	0,29	3,72	Vérifie
R57	R58	35	0,03	0,119	236,1	315	0,46	0,98	0,48	150,97	3,21	0,26	3,29	Vérifie
R58	R59	31,5	0,01	0,1354	282,2	315	0,75	1,09	0,64	202,79	2,54	0,18	2,32	Vérifie
R58	R60	40,5	0,03	0,0211	118,9	315	0,07	0,59	0,18	57,84	2,15	0,28	3,63	Vérifie
R59	R60	31	0,03	0,1516	254,3	315	0,57	1,04	0,53	168,49	3,56	0,27	3,44	Vérifie
R60	R61	31	0,03	0,1888	276,1	315	0,71	1,08	0,62	194,19	3,70	0,27	3,44	Vérifie
R61	R62	39,5	0,02	0,2094	299,3	315	0,87	1,14	0,72	227,52	3,49	0,24	3,07	Vérifie
R62	R63	30,5	0,02	0,4478	423,9	500	0,65	1,06	0,58	289,90	3,75	0,69	3,54	Vérifie
R63	R66	29,5	0,02	0,4631	414,9	500	0,61	1,05	0,56	279,42	4,07	0,76	3,87	Vérifie
R64	R65	35	0,01	0,0181	131,2	315	0,10	0,63	0,21	66,27	1,51	0,19	2,40	Vérifie
R65	R66	37	0,04	0,0374	142,3	315	0,12	0,66	0,24	74,04	2,64	0,31	3,98	Vérifie
R66	R67	43,5	0,005	0,5231	582,8	600	0,93	1,14	0,75	452,32	2,27	0,56	2,00	Vérifie
R67	R68	32	0,007	0,5398	553,6	600	0,81	1,12	0,68	409,44	2,64	0,67	2,36	Vérifie
R68	R69	49,5	0,05	0,5655	389,6	400	0,93	1,14	0,76	303,39	5,49	0,61	4,82	Vérifie
R69	R70	23	0,02	0,5775	462,1	500	0,81	1,12	0,68	342,31	4,05	0,71	3,62	Vérifie
R70	R78	23,5	0,04	0,5897	410,8	500	0,59	1,05	0,55	275,00	5,30	0,99	4,99	Vérifie
R71	R72	30,5	0,04	0,0157	104,5	315	0,05	0,54	0,15	48,54	2,06	0,30	3,81	Vérifie
R72	R76	33,5	0,02	0,033	150,7	315	0,14	0,69	0,25	79,83	2,09	0,24	3,02	Vérifie
R73	R74	30,5	0,02	0,0157	120,6	315	0,08	0,60	0,19	59,00	1,55	0,20	2,60	Vérifie
R74	R77	31,5	0,05	0,0322	129,8	315	0,09	0,63	0,21	65,29	2,74	0,34	4,39	Vérifie
R75	R76	22	0,05	0,0114	90,14	315	0,04	0,47	0,13	40,27	1,95	0,32	4,11	Vérifie
R76	R77	34,5	0,01	0,0623	213,5	315	0,36	0,91	0,41	129,70	2,05	0,18	2,25	Vérifie
R77	R78	33,5	0,02	0,1119	239,9	315	0,48	0,99	0,49	154,52	2,94	0,23	2,96	Vérifie
R78	R79	15,5	0,008	0,7095	598,2	600	0,99	1,14	0,80	482,11	2,88	0,71	2,53	Vérifie
R79	R83	30,5	0,01	0,7252	550,7	600	0,80	1,11	0,68	405,12	3,58	0,91	3,22	Vérifie
R80	R81	34,5	0,04	0,018	111,5	315	0,06	0,57	0,17	52,94	2,08	0,29	3,67	Vérifie
R81	R82	30,5	0,01	0,0338	167,6	315	0,19	0,76	0,29	91,73	1,76	0,18	2,32	Vérifie
R82	R83	32	0,003	0,0504	266,7	315	0,64	1,06	0,58	182,19	1,07	0,08	1,01	Vérifie
R83	DO1	18	0,02	0,775	520,7	600	0,69	1,07	0,61	363,01	4,28	1,13	3,99	Vérifie
DO1	R84	20,5	0,006	0,141	344,4	400	0,67	1,07	0,60	238,51	1,78	0,21	1,67	Vérifie
R84	R85	41,5	0,003	0,141	392,2	400	0,95	1,14	0,77	307,81	1,34	0,15	1,18	Vérifie
R85	R86	35	0,02	0,141	272,3	315	0,68	1,07	0,60	189,22	2,85	0,21	2,66	Vérifie
R86	R87	35	0,003	0,141	392,2	400	0,95	1,14	0,77	307,81	1,34	0,15	1,18	Vérifie
R87	R88	35	0,003	0,141	392,2	400	0,95	1,14	0,77	307,81	1,34	0,15	1,18	Vérifie
R88	R89	35	0,02	0,141	259,8	315	0,60	1,05	0,55	174,31	3,16	0,24	3,02	Vérifie
R89	R90	35	0,05	0,141	226,6	315	0,42	0,95	0,45	141,99	4,12	0,34	4,35	Vérifie
R90	R91	41,5	0,01	0,141	313,0	315	0,99	1,14	0,80	250,56	2,10	0,14	1,84	Vérifie
R91	R92	24,5	0,01	0,141	313,0	315	0,99	1,14	0,80	250,56	2,10	0,47	1,84	Vérifie
R92	R93	35	0,003	0,141	392,2	400	0,95	1,14	0,77	307,81	1,34	0,15	1,18	Vérifie
R93	R94	35	0,003	0,141	392,2	400	0,95	1,14	0,77	307,81	1,34	0,15	1,18	Vérifie
R94	R95	35	0,005	0,141	356,4	400	0,74	1,09	0,64	254,66	1,66	0,19	1,52	Vérifie

Tronçon		L (m)	Pente	Q (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{nor} (mm)	R _q	R _v	R _H	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	Auto- curage
R95	R96	35	0,01	0,141	290,1	315	0,80	1,11	0,68	214,12	2,51	0,18	2,25	Vérifie
R96	R97	39,5	0,002	0,141	423,2	500	0,64	1,06	0,58	289,08	1,19	0,22	1,12	Vérifie
R98	R102	43	0,05	0,0173	105,0	315	0,05	0,54	0,15	48,82	2,25	0,32	4,15	Vérifie
R99	R103	44	0,05	0,0178	103,9	315	0,05	0,54	0,15	48,17	2,36	0,34	4,39	Vérifie
R100	R104	45	0,02	0,0182	120,5	315	0,08	0,60	0,19	58,93	1,80	0,24	3,02	Vérifie
R101	R105	46,5	0,04	0,0206	116,7	315	0,07	0,59	0,18	56,39	2,18	0,29	3,72	Vérifie
R102	R103	42,5	0,02	0,0359	154,5	315	0,15	0,71	0,26	82,45	2,17	0,24	3,07	Vérifie
R103	R104	46	0,01	0,0739	227,6	315	0,42	0,95	0,45	143,00	2,14	0,18	2,25	Vérifie
R104	R105	44,5	0,03	0,1118	223,3	315	0,40	0,94	0,44	138,95	3,36	0,28	3,58	Vérifie
R105	R106	34,5	0,02	0,1474	279,4	315	0,73	1,08	0,63	198,82	2,82	0,20	2,60	Vérifie
R106	R107	48,5	0,01	0,1687	303,0	315	0,90	1,14	0,74	233,05	2,73	0,19	2,40	Vérifie
R107	R109	41,5	0,02	0,1871	286,9	315	0,78	1,11	0,67	209,51	3,40	0,24	3,07	Vérifie
R108	R109	43,5	0,05	0,0192	107,2	315	0,06	0,55	0,16	50,24	2,40	0,34	4,35	Vérifie
R109	R110	48,5	0,01	0,2275	335,4	400	0,63	1,06	0,57	227,52	3,05	0,36	2,89	Vérifie
R110	R111	36,5	0,05	0,2435	282,0	315	0,75	1,09	0,64	202,42	4,57	0,33	4,19	Vérifie
R111	R112	33,5	0,05	0,2582	286,2	315	0,78	1,10	0,66	208,53	4,71	0,33	4,27	Vérifie
R97	R112	24,5	0,02	0,141	270,0	315	0,66	1,07	0,59	186,21	2,91	0,21	2,73	Vérifie
R113	R120	48,5	0,02	0,0214	132,0	315	0,10	0,63	0,21	66,83	1,76	0,22	2,79	Vérifie
R114	R115	36,5	0,01	0,016	125,3	315	0,09	0,61	0,20	62,16	1,47	0,19	2,40	Vérifie
R115	R121	43	0,03	0,0349	148,2	315	0,13	0,68	0,25	78,11	2,28	0,26	3,34	Vérifie
R116	R122	42	0,007	0,0185	156,2	315	0,15	0,71	0,27	83,67	1,10	0,12	1,54	Vérifie
R117	R119	42	0,02	0,0184	121,9	315	0,08	0,60	0,19	59,85	1,78	0,23	2,96	Vérifie
R118	R119	43	0,02	0,019	128,4	315	0,09	0,62	0,20	64,34	1,65	0,21	2,66	Vérifie
R119	R124	50	0,01	0,0592	218,4	315	0,38	0,92	0,43	134,30	1,86	0,16	2,01	Vérifie
R120	R121	33,5	0,03	0,036	149,1	315	0,14	0,69	0,25	78,73	2,33	0,26	3,39	Vérifie
R121	R122	22,5	0,03	0,0808	205,4	315	0,32	0,89	0,39	122,21	2,88	0,25	3,23	Vérifie
R122	R123	19,5	0,04	0,027	126,0	315	0,09	0,61	0,20	62,64	2,45	0,31	3,98	Vérifie
R123	R124	25	0,03	0,0379	153,7	315	0,15	0,70	0,26	81,95	2,31	0,26	3,29	Vérifie
R112	R124 ,	20	0,01	0,3996	462,6	500	0,81	1,12	0,69	343,00	2,80	0,49	2,50	Vérifie
R124	R124 ,	14,5	0,009	0,0976	278,1	400	0,38	0,93	0,43	171,21	1,89	0,26	2,04	Vérifie
R124	R125	35	0,005	0,497	571,7	600	0,88	1,14	0,73	435,69	2,27	0,56	2,00	Vérifie
R125	R126	35	0,004	0,497	596,1	600	0,98	1,14	0,80	477,11	2,04	0,50	1,79	Vérifie
R126	R127	19	0,004	0,497	596,1	600	0,98	1,14	0,80	477,11	2,04	0,50	1,79	Vérifie
R127	R128	35	0,01	0,497	459,7	500	0,80	1,11	0,68	338,74	3,52	0,62	3,16	Vérifie
R128	R129	35	0,006	0,497	552,5	600	0,80	1,11	0,68	407,76	2,44	0,62	2,19	Vérifie
R129	R130	35	0,01	0,497	477,9	500	0,89	1,14	0,73	365,28	3,24	0,56	2,85	Vérifie
R130	R131	43,5	0,05	0,497	369,9	400	0,81	1,12	0,69	274,11	5,44	0,61	4,87	Vérifie
R132	R140	42	0,02	0,017	116,7	315	0,07	0,59	0,18	56,35	1,80	0,24	3,07	Vérifie
R133	R134	41	0,03	0,0166	113,5	315	0,07	0,57	0,17	54,22	1,86	0,25	3,23	Vérifie
R134	R135	29	0,03	0,0283	134,1	315	0,10	0,64	0,22	68,29	2,26	0,28	3,53	Vérifie
R135	R141	29,5	0,04	0,0402	148,7	315	0,14	0,69	0,25	78,46	2,61	0,30	3,81	Vérifie
R136	R137	33	0,01	0,0144	121,8	315	0,08	0,60	0,19	59,78	1,40	0,18	2,32	Vérifie
R137	R138	32	0,01	0,0284	155,3	315	0,15	0,71	0,26	83,06	1,70	0,19	2,40	Vérifie
R138	R142	29,5	0,008	0,0413	205,9	315	0,32	0,89	0,39	122,64	1,47	0,13	1,64	Vérifie
R139	R140	44	0,02	0,0177	118,5	315	0,07	0,59	0,18	57,54	1,82	0,24	3,07	Vérifie
R140	R141	46	0,03	0,0532	169,9	315	0,19	0,77	0,30	93,29	2,72	0,28	3,53	Vérifie
R141	R142	42	0,03	0,1103	229,5	315	0,43	0,96	0,46	144,74	3,14	0,26	3,29	Vérifie

Tronçon		L (m)	Pente	Q (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{nor} (mm)	R _q	R _v	R _H	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	Auto- curage
R142	R143	37,5	0,05	0,1679	244,4	315	0,51	1,01	0,50	158,80	4,26	0,33	4,23	Vérifie
R143	R144	48,5	0,02	0,1894	290,2	315	0,81	1,11	0,68	214,32	3,37	0,24	3,02	Vérifie
R144	R145	23,5	0,03	0,1997	283,5	315	0,76	1,10	0,65	204,57	3,71	0,26	3,39	Vérifie
R145	R146	33	0,03	0,213	285,9	315	0,77	1,10	0,66	208,00	3,89	0,28	3,53	Vérifie
R146	R151	46,5	0,04	0,2318	284,4	315	0,76	1,10	0,65	205,94	4,28	0,30	3,90	Vérifie
R147	R148	41	0,01	0,0227	148,1	315	0,13	0,68	0,25	78,05	1,48	0,17	2,17	Vérifie
R148	R149	42,5	0,03	0,0463	167,7	315	0,19	0,76	0,29	91,75	2,42	0,25	3,18	Vérifie
R149	R150	28,5	0,04	0,062	173,4	315	0,20	0,78	0,30	95,88	3,05	0,30	3,90	Vérifie
R150	R151	23,5	0,02	0,075	203,6	315	0,31	0,89	0,38	120,57	2,73	0,24	3,07	Vérifie
R151	R152	37,5	0,03	0,3274	337,6	400	0,64	1,06	0,58	230,10	4,33	0,51	4,09	Vérifie
R152	R153	32	0,03	0,3452	339,2	400	0,65	1,06	0,58	232,06	4,52	0,53	4,25	Vérifie
R153	R156	32	0,03	0,3629	358,7	400	0,75	1,09	0,64	257,95	4,21	0,48	3,85	Vérifie
R154	R155	48	0,02	0,0211	131,3	315	0,10	0,63	0,21	66,35	1,76	0,22	2,79	Vérifie
R155	R156	44,5	0,03	0,0408	154,6	315	0,15	0,71	0,26	82,54	2,46	0,27	3,49	Vérifie
R156	R157	24,5	0,03	0,4172	378,0	400	0,86	1,13	0,71	285,93	4,37	0,48	3,85	Vérifie
R157	R158	34,5	0,03	0,4361	377,9	400	0,86	1,13	0,71	285,83	4,57	0,51	4,03	Vérifie
R158	R159	32,5	0,04	0,454	366,0	400	0,79	1,11	0,67	268,48	5,07	0,57	4,57	Vérifie
R159	R160	30	0,03	0,4707	400,3	500	0,55	1,03	0,53	264,07	4,46	0,85	4,33	Vérifie
R160	R174	41	0,02	0,4934	428,2	500	0,66	1,07	0,59	295,21	4,04	0,74	3,79	Vérifie
R161	R162	31	0,04	0,0172	109,1	315	0,06	0,56	0,16	51,41	2,08	0,29	3,72	Vérifie
R162	R164	44	0,04	0,0416	148,1	315	0,13	0,68	0,25	78,06	2,72	0,31	3,98	Vérifie
R163	R164	41,5	0,03	0,0229	128,8	315	0,09	0,62	0,21	64,62	1,98	0,25	3,18	Vérifie
R164	R169	27,5	0,02	0,0797	216,1	315	0,37	0,92	0,42	132,16	2,56	0,22	2,79	Vérifie
R165	R166	32	0,04	0,0176	108,1	315	0,06	0,55	0,16	50,81	2,16	0,30	3,90	Vérifie
R166	R170	37,5	0,03	0,0384	154,5	315	0,15	0,71	0,26	82,47	2,32	0,26	3,29	Vérifie
R167	R168	37	0,02	0,0205	131,0	315	0,10	0,63	0,21	66,12	1,71	0,21	2,73	Vérifie
R168	R171	36,5	0,04	0,0407	146,9	315	0,13	0,68	0,25	77,22	2,70	0,31	3,98	Vérifie
R169	R170	30	0,03	0,0962	212,2	315	0,35	0,91	0,41	128,43	3,21	0,28	3,53	Vérifie
R170	R171	30,5	0,04	0,1516	246,8	315	0,52	1,01	0,51	161,12	3,77	0,29	3,72	Vérifie
R171	R172	25,5	0,01	0,2064	361,1	400	0,76	1,10	0,65	261,30	2,36	0,27	2,15	Vérifie
R172	R173	27,5	0,04	0,2216	280,9	315	0,74	1,09	0,64	200,81	4,19	0,30	3,85	Vérifie
R173	R174	31,5	0,02	0,239	326,3	400	0,58	1,04	0,54	217,50	3,40	0,41	3,27	Vérifie
R174	R175	26	0,05	0,732	429,2	500	0,67	1,07	0,59	296,46	5,97	1,10	5,59	Vérifie
R131	DO2	35	0,03	0,497	396,9	400	0,98	1,14	0,79	316,97	4,60	0,51	4,03	Vérifie
R175	DO2	41	0,01	0,732	531,5	600	0,73	1,08	0,63	377,57	3,87	1,01	3,57	Vérifie
DO2	R176	36	0,03	0,195	278,0	315	0,72	1,08	0,62	196,78	3,77	0,27	3,49	Vérifie
R176	R177	35	0,03	0,195	284,2	315	0,76	1,10	0,65	205,56	3,61	0,26	3,29	Vérifie
R177	R178	40	0,01	0,195	323,6	400	0,57	1,04	0,54	214,71	2,83	0,34	2,73	Vérifie
R178	R179	35	0,01	0,195	316,6	400	0,54	1,02	0,52	207,62	2,95	0,36	2,89	Vérifie
R179	R180	35	0,03	0,195	285,9	315	0,77	1,10	0,66	208,02	3,56	0,25	3,23	Vérifie
R180	R181	35	0,03	0,195	287,6	315	0,79	1,11	0,67	210,59	3,52	0,25	3,18	Vérifie
R181	R182	35	0,03	0,195	279,4	315	0,73	1,08	0,63	198,82	3,73	0,27	3,44	Vérifie
R182	R183	35	0,02	0,195	299,9	315	0,88	1,14	0,73	228,47	3,23	0,22	2,85	Vérifie
R183	R184	35	0,04	0,195	272,5	315	0,68	1,07	0,60	189,49	3,94	0,29	3,67	Vérifie