

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR
HYDRAULICS

"The MujahidAbdellah ARBAOUI"



المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"

ⵎⴰⵔⴰⵏⴰ ⵙⴰⵎⴰⵏⴰ ⵙⴰⵎⴰⵏⴰ ⵙⴰⵎⴰⵏⴰ ⵙⴰⵎⴰⵏⴰ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

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

Option : CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT

THEME :

**DIMENSIONNEMENT DU SYSTEME D'EVACUATION DE LA
NOUVELLE VILLE SIDI SERHANE COMMUNE DE BOUINAN.**

Présenté par :

AISSANI Wissem

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms

Grade

Qualité

AMMARI Abdelhadi

M.C.A

Président

KHEDIMALLAH Abderrahmane

M.C.B

Examineur

DAHMANE Mouloud

M.C.B

Examineur

SALAH Boualem

Professeur

Promoteur

Session Juillet 2025

Remerciement

Avant tout, je remercie Dieu pour m'avoir accompagné tout au long de ce travail, en m'accordant la force, la patience et la persévérance nécessaires à sa réalisation.

Je tiens également à adresser ma plus profonde gratitude à mes parents pour leur soutien constant, leur confiance et leurs encouragements tout au long de mon parcours.

J'adresse mes sincères remerciements à M. Salah Boualem, mon encadrant, ainsi qu'à M. Ayoub Zeroual, pour leur accompagnement précieux, la qualité de leurs conseils et leur disponibilité tout au long des différentes étapes de ce projet.

Je tiens également à remercier Mme Kerkar Lilia, ingénieure au sein de la SEAAL, pour son aide précieuse et les informations techniques qu'elle a aimablement mises à ma disposition.

J'exprime également ma profonde reconnaissance à l'ensemble des enseignants et au personnel du département d'hydraulique pour la qualité de leur encadrement tout au long de ma formation.

Je remercie également les membres du jury pour l'honneur qu'ils me font en acceptant d'évaluer ce travail.

Enfin, je tiens à remercier toutes les personnes qui, de près ou de loin, m'ont apporté leur soutien dans la réalisation de ce mémoire.

Dédicace

Je dédie ce travail, avec tout mon amour et ma profonde reconnaissance :

À mon cher père ,

Pilier de ma vie, dont les sacrifices, le dévouement et la générosité ont tracé le chemin de mon avenir. Que Dieu t'accorde une longue vie, la santé et la sérénité que tu mérites.

À ma source de force et amour, ma mère,

Ta patience, tes prières silencieuses et ton amour inconditionnel ont été la lumière de mes jours les plus sombres. Que Dieu veille sur toi et t'offre une vie emplie de paix et de bonheur.

À mon unique frère et à mes chères sœurs,

Pour votre affection sincère, votre soutien discret mais constant, et pour avoir été mes repères tout au long de ce parcours.

À mes amies,

Présentes aussi bien dans les moments de doute que dans ceux de réussite, votre soutien m'a été précieux et votre amitié inestimable. Que Dieu vous protège et vous ouvre les plus belles voies.

À toutes les personnes chères,

Pour vos sourires, votre écoute et votre chaleur humaine, qui ont rendu cette aventure plus douce et plus forte.

ملخص

تعالج هذه المذكرة دراسة وتصميم وتحديد أبعاد نظام التطهير لصالح التجمع السكاني سيدي سرحان (بلدية بوعينان)، حيث ينص المشروع على إنشاء شبكة منفصلة تتيح تصريف المياه المستعملة ومياه الأمطار بشكل مستقل. تشمل الدراسة التحليل الهيدرولوجي، حساب التصريفات، اختيار نظام التصريف، وتحديد أبعاد المنشآت، ولا سيما محطة تطهير مخصصة لمعالجة المياه المستعملة وفقاً للمعايير البيئية، وحوض احتجاز مصمم للحد من مخاطر الفيضانات. كما تم التطرق إلى تنظيم الورشة لضمان تنفيذ فعال للمشروع.

الكلمات المفتاحية: سيدي سرحان، شبكة التصريف، محطة المعالجة، حوض الاحتجاز، شبكة منفصلة.

Résumé :

Ce mémoire traite de l'étude, la conception et le dimensionnement d'un système d'assainissement pour l'agglomération de Sidi Serhane (commune de Bouinan), le projet prévoit un réseau séparatif permettant l'évacuation indépendante des eaux usées et pluviales. L'étude comprend l'analyse hydrologique, le calcul des débits, le choix du système d'évacuation et le dimensionnement des ouvrages, notamment une station d'épuration destinée au traitement des eaux usées selon les normes environnementales, et un bassin de rétention conçu pour limiter les risques d'inondation. L'organisation du chantier a également été abordée pour assurer une exécution efficace du projet.

Mots clé : Sidi Serhane, réseau d'évacuation, station d'épuration, bassin de rétention, réseau séparatif.

Abstract :

This dissertation focuses on the study, design, and sizing of a sanitation system for Sidi Serhane agglomeration (Bouinan municipality). The project proposes a separate sewer network allowing the independent evacuation of wastewater and stormwater. The study includes hydrological analysis, flow calculations, selection of the evacuation system, and the sizing of structures, including a wastewater treatment plant designed to meet environmental standards, and a retention basin aimed at reducing flood risks. The organization of the construction site was also addressed to ensure efficient project execution.

Keywords : Sidi Serhane, sewerage network, wastewater treatment plant, retention basin, separate sewer network.

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE	1
Chapitre I : PRESENTATION DE L'AGGLOMERATION DE SIDI SERHANE	3
I.1 Introduction :	3
I.2 Situation géographique :	3
I.3 Présentation de l'agglomération de SIDI SERHANE :	4
I.3.1 Situation climatique :	4
I.4 Situation géologique :	5
I.5 Les caractéristiques topographiques :	5
I.6 Hydrogéologie :	5
I.7 Les caractéristiques Sismiques :	5
I.8 Situation hydraulique	6
I.9 Conclusion :	6
CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE.....	8
II.1 Introduction :	8
II.2 Généralités.....	8
II.2.1 Les épisodes pluvieux (averses) :	8
II.2.2 La période de retour	8
II.2.3 L'intensité moyenne des précipitations	8
II.3 Analyse des données pluviométriques	9
II.3.1 Précipitations maximale :	10
II.3.1.1 Paramètres statistiques de la série des pluies maximales journalières.....	11
II.3.1.2 Ajustement statistique des précipitations journalières extrêmes.....	11
II.3. Détermination de l'intensité pluviométrique :	17
Conclusion :	17
CHAPITRE III : CALCUL DE BASE.....	20
Introduction :	20
III.1 Situation démographique :	20
III.2 Découpage de la superficie urbanisée de l'agglomération en surfaces élémentaires : 20	
III.3 Le coefficient de ruissellement :	21
III.3.1 Mesure de coefficient de ruissellement :	21
III.3.2 Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :	22
III.3.3 Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population :	22
III.3.4 Coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces :	23
III.4 Calcul de coefficient de ruissellement :	23
Conclusion :	24

CHAPITRE IV : ESTIMATION DES DEBITS A EVACUER.....	26
Introduction :	26
IV.1 Nature et provenance des effluents :	26
IV.1.1 Les eaux usées :	26
IV.1.2 Les eaux pluviales :	27
IV.2 Estimation des débits des eaux à évacuer :	27
IV.2.1 Estimation des débits des eaux usées :	27
Appréciation des rejets domestiques en eaux usées :	27
Estimation du débit d'eaux usées publiques :	29
Estimation des eaux claires parasites d'intrusion :	31
IV.2.2 Estimation des débits des eaux pluviales :	32
IV.2.2.1 La méthode rationnelle :	32
Conclusion :	36
CHAPITRE V : CHOIX DE SYSTEME ET SCHEMA D'EVACUATION.....	38
Introduction :	38
V.1 Systèmes de réseaux d'évacuation :	38
V.1.1 Système unitaire :	38
V.1.2 Système séparatif :	39
V.1.2.1 Réseau pluvial :	39
V.1.2.2 Réseau d'eaux usées :	39
V.1.3 Système pseudo-séparatif :	40
V.1.4 Système mixte :	40
V.1.5 Système autonome :	40
V.1.6 Système composite :	40
V.2 Choix de système d'assainissement :	41
V.3 Schémas d'évacuation :	41
V.3.1 Schéma perpendiculaire :	41
V.3.2 Schéma par déplacement latéral :	42
V.3.3 Schéma transversal ou oblique :	42
V.3.4 Schéma par zones étagées :	42
V.3.5 Schéma radial :	43
V.4 Choix de schéma d'évacuation :	43
V.5 Schémas d'emplacement de la STEP :	43
V.5.1 L'agglomération à connexion directe avec la STEP :	43
Conclusion :	44
CHAPITRE VI : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT	46
Introduction :	46
VI.1 Mode de dimensionnement des canalisations :	46
VI.1.1 Calcul de base :	46
VI.1.2 Formule de Manning-Strickler :	46

IV.1.3	Procédé de calcul :	48
IV.1.4	Formule de Bazin :	49
IV.1.4.1	Réseau des eaux usées en système séparatif :	49
IV.1.4.2	Réseau des eaux pluviales en système séparatif :	49
VI.2	Conditions d'auto-curage :	50
VI.2.1	Réseau des eaux usées :	50
VI.2.2	Réseau des eaux pluviales :	50
VI.3	Normes d'écoulement et d'implantation :	51
VI.3.1	Canalisation des eaux usées :	51
VI.3.2	Canalisation des eaux pluviales :	51
VI.4	Résultats de dimensionnement :	51
Conclusion :		52
CHAPITRE VII : DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES ANNEXES.....		54
Introduction :		54
VII.1	Les ouvrages principaux :	54
VII.1.1	Les canalisations :	54
VII.1.1	Caractéristiques nécessaires de canalisations :	54
VII.1.2	Types de canalisations :	54
VII.1.3	Choix du type de canalisation :	55
VII.1.4	Les joints des conduites :	55
VII.1.5	Différentes actions supportées par la canalisation :	56
VII.1.6	Protection de la canalisation :	56
VII.2	Les ouvrages annexes :	57
VII.2.1	Les ouvrages courants (dites normaux) :	57
VII.2.1.1	Les branchements de service :	57
VII.2.1.2	Les ouvrages de surface :	58
VII.2.1.3	Les regards :	59
VII.2.2	Les ouvrages spéciaux	60
VII.2.2.1	Bassin de retenue d'eau pluviale :	60
Conclusion :		63
CHAPITRE VIII : DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'EPURATION		65
Introduction :		65
VIII.1	Analyse chimique et bactériologique des effluents rejetés :	65
VIII.2	Choix de l'emplacement de la station :	65
VIII.3	Dimensionnement des ouvrages de la STEP :	66
VIII.3.1	Calcul de base :	66
Estimation des débits :		66
VIII.3.2	Evaluation des charges polluantes :	67

La charge moyenne journalière en DBO5 :.....	67
La charge moyenne journalière en DCO :.....	67
La charge moyenne journalière en MES :.....	67
VIII.3.3 Dimensionnement des ouvrages du prétraitement :.....	67
Le Dégrillage :.....	67
Dessableur – déshuileur :	68
VIII.3.4 Dimensionnement des ouvrages de traitement primaire :.....	69
Dimensionnement de décanteur primaire :.....	70
VIII.3.5 Dimensionnement des ouvrages de traitement secondaire :	71
Dimensionnement de bassin d'aération :	71
Dimensionnement du décanteur secondaire (Clarificateur) :.....	76
Conclusion :.....	77
CHAPITRE VIII : ORGANISATION DE CHANTIER	79
Introduction :.....	79
VIII.1 Etapes de réalisation d'un projet :.....	79
VIII.1.1 Manutention et stockage :	79
VIII.1.2 Décapage de terre végétale :	79
VIII.1.3 Exécution des tranchées et fouilles de regards :	79
VIII.1.4 Aménagement du lit de sable :	80
VIII.1.5 Emplacement des piquets :.....	80
VIII.1.6 Pose de canalisation :	80
VIII.1.7 Centrage des collecteurs :	81
VIII.1.8 Assemblage de canalisations :	81
VIII.1.9 Essai d'étanchéité :	82
VIII.1.10 La réalisation des regards :.....	82
VIII.1.11 Construction des branchements de service :.....	82
VIII.1.12 Remblai et compactage :	82
VIII.2 Choix des engins :.....	82
VIII.2.1 Engins pour le décapage :	82
VIII.2.2 Pour l'excavation des tranchées :.....	83
VIII.2.3 Pour le remblaiement des tranchées :.....	83
VIII.2.4 Pour le compactage :.....	83
VIII.3 Détermination des différents volumes :	83
VIII.3.1 Volume de décapage de la terre végétale :.....	83
VIII.3.2 Volumes du déblai des tranchées :.....	83
VIII.3.3 Volume utile du lit de sable :	83
VIII.3.4 Volume totale occupé par les canalisations :	84
VIII.3.5 Volume d'enrobage :.....	84
VIII.3.6 Volume de remblai de la protection :.....	84
VIII.3.7 Volume du sol excédentaire :.....	84
VIII.4 Devis quantitatif et estimatif :.....	84
VIII.4.1 Réseau des eaux pluviales :.....	84

VIII.4.2	Réseau des eaux usées :	86
VIII.5	Planification des travaux :	87
VIII.5.1	Définition :	87
VIII.5.2	Techniques de la planification :	88
VIII.5.2.1	Techniques fondées sur l'utilisation de réseaux :	88
	Conclusion :	93
	CONCLUSION GENERALE	94
	Références bibliographiques	95

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'AGGLOMERATION DE SIDI SERHANE

Tableau I.1 : Caractéristiques de la station pluviométrique de Soumaa.	4
Tableau I.2: répartition mensuelle de la température moyenne.	4

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau II. 1: Caractéristiques techniques de la station pluviométrique localisée à Soumaa. ...	9
Tableau II.2: série pluviométrique.	10
Tableau II. 3:les paramètres statistiques de la série des pluies maximales journalières.	11
Tableau II. 4: Résultats d'ajustement à la loi de Gumbel.	12
Tableau II. 5: Les résultats de l'ajustement à la loi de Galton.	13
Tableau II. 6:Résultats d'ajustement à la loi de GEV.	15
Tableau II. 7: Vérification de l'adéquation par le test du Khi-deux.	16

CHAPITRE III : CALCUL DE BASE

Tableau III. 1:Découpage de la surface d'étude en surfaces élémentaires.....	21
Tableau III. 2:Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.	22
Tableau III. 3: coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population.....	22
Tableau III. 4:coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces.....	23
Tableau III. 5:Valeurs de coefficients de ruissellement	24

CHAPITRE IV : ESTIMATION DES DEBITS A EVACUER

Tableau IV. 1:Les débits des eaux usées domestiques rejetées.....	29
Tableau IV. 2:Tableau des dotations d'eau potable pour quelques équipements.	29
Tableau IV. 3:les débits des eaux usées des équipements publics rejetées.....	31
Tableau IV. 4:Débit des eaux parasites claires.	32
Tableau IV. 5:les débits totaux des eaux pluviales à évacuer.	Erreur ! Signet non défini.

CHAPITRE V : CHOIX DE SYSTEME ET SCHEMA D'EVACUATION

Tableau V. 1: Les avantages et les inconvénients de système unitaire.	39
Tableau V. 2: Les avantages et les inconvénients de système séparatif.....	40

CHAPITRE VI : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

Tableau VI.1: Coefficient de rugosité en fonction du type de canalisation.	47
---	----

CHAPITRE VII : DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES ANNEXES

Tableau VII. 1: Les différents types de matériaux de canalisations.....	55
Tableau VII. 2: Types des joints.	56

CHAPITRE VIII : DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'EPURATION

Tableau VIII.1: Résultats de l'analyse chimique et bactériologique.	65
Tableau VIII. 2: Les valeurs de vitesse limite en fonction du coefficient K.....	70

CHAPITRE VIII : ORGANISATION DE CHANTIER

Tableau VIII.1: Les différents volumes en fonction de la longueur et le diamètre de chaque collecteur du réseau des eaux usées.	85
Tableau VIII.2:Devis estimatif et quantitatif du réseau d'évacuation des eaux pluviales.....	85
Tableau VIII. 3: Les différents volumes en fonction de la longueur et le diamètre de chaque collecteur du réseau des eaux pluviales.....	86

Tableau VIII.4: Devis estimatif et quantitatif du réseau d'évacuation des eaux usées.....	86
Tableau VIII. 5: Liste des opérations avec leurs durées.	91
Tableau VIII.6: Successions des taches	92
Tableau VIII. 7: Détermination des chemins critiques.	93
Tableau VIII. 8: Diagramme de Gantt.	93

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'AGGLOMERATION DE SIDI SERHANE

Figure I.1: Image satellitaire de la commune de Bouinan.....	3
Figure I.2: image satellitaire de la commune de BOUINAN.	Erreur ! Signet non défini.
Figure I.3: carte hydrogéologique de la zone d'étude.	Erreur ! Signet non défini.
Figure I.4:carte des différentes zones de sismicité de l'Algérie.....	6

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

Figure II. 1:Ajustement graphique à la loi de Gumbel.....	12
Figure II. 2:Ajustement graphique a la loi log normale.	14
Figure II. 3:Ajustement graphique à la loi GEV.	15

CHAPITRE V : CHOIX DE SYSTEME ET SCHEMA D'EVACUATION

Figure V. 1: Schéma par déplacement latéral.....	42
Figure V. 2: Schéma transversal ou oblique.	42
Figure V. 3:Schéma par zones étagées.	43
Figure V. 4:Schéma radial.....	43

CHAPITRE VII : DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES ANNEXES

Figure VII.1: Un branchement pour une canalisation verticale des bâtiments.	58
Figure VII. 2: Caniveau.....	58
Figure VII.3:Bouche d'égout en absorption par le coté latéral.	59
Figure VII. 4: Exemple d'un bassin de retenue sec.....	61

CHAPITRE VIII : DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'EPURATION

Figure VIII. 1: Schéma d'une connexion directe de l'agglomération et la STEP.....	66
Figure VIII. 2: Récapitulatif de dimensionnement du décanteur primaire.....	71
Figure VIII. 3: Récapitulatif de dimensionnement du décanteur Secondaire.	77

CHAPITRE VIII : ORGANISATION DE CHANTIER

Figure VIII. 7: Réseau à nœuds.	92
--------------------------------------	----

Liste des planches

- Planche N°1 : Plan de masse de la zone d'étude.
- Planche N°2 : Plan du tracé de réseau d'évacuation des eaux pluviales
- Planche N°3 : Plan du tracé de réseau d'évacuation des eaux usées
- Planche N°4 : Plan du profil en long des collecteurs principaux des eaux usées et pluviales
- Planche N°5 : Plan des ouvrages annexes

INTRODUCTION GENERALE

Au fil des siècles, diverses techniques ont été développées pour exploiter, utiliser et évacuer cette ressource de manière efficace. Des réseaux d'alimentation et de rejet ont été mis en place afin d'assurer une gestion rationnelle et rigoureuse de l'eau, tout en garantissant son évacuation après usage selon des procédés respectueux de la santé publique et de l'environnement.

L'assainissement vise à assurer la collecte et le transport des eaux usées, qu'elles soient domestiques, industrielles ou pluviales. Il comprend également le traitement de ces eaux avant leur rejet dans le milieu naturel.

Le choix du mode de rejet, du milieu récepteur, ainsi que des techniques d'évacuation, doit être réalisé de manière rigoureuse. Par ailleurs, la gestion et la maintenance des réseaux d'assainissement doivent faire l'objet d'un suivi permanent, afin d'assurer leur bon fonctionnement et d'en prolonger la durée de vie.

L'agglomération de Sidi Serhane faisant partie de la ville de Bouinan n'est pas dotée d'un système d'évacuation en assainissement. Dans ce projet nous sommes appelés à projeter un nouveau système d'assainissement pour évacuer les eaux usées et les eaux pluviales dans un système séparatif en vue de leur épuration et leur stockage dans un bassin de rétention.

Pour ce fait, notre étude est composée de neuf chapitres.

Le premier chapitre présente la zone d'étude de Sidi Serhane, en mettant en évidence ses caractéristiques géographiques, climatiques et hydrauliques, nécessaires à la compréhension du contexte.

Le deuxième chapitre est consacré à l'analyse hydrologique, avec pour objectif la détermination de l'intensité des précipitations.

Le troisième chapitre expose les calculs de base indispensables au dimensionnement du réseau.

Dans le quatrième chapitre, l'accent est mis sur l'estimation des débits à évacuer.

Le cinquième chapitre traite du choix du système et du schéma d'évacuation des eaux, en fonction des contraintes techniques et topographiques.

Le sixième chapitre développe les calculs hydrauliques et le dimensionnement des collecteurs principaux.

Les ouvrages annexes liés au projet sont décrits dans le septième chapitre.

Le huitième chapitre est consacré au dimensionnement de la station d'épuration (STEP), en tenant compte des débits et charges à traiter.

Enfin, le neuvième chapitre porte sur l'organisation du chantier, en détaillant les différentes phases de réalisation et les moyens à mobiliser.

Ce travail se conclut par une synthèse générale, dans laquelle sont récapitulées les principales étapes et caractéristiques du projet.

Chapitre I

Présentation de l'agglomération de SIDI SERHANE

Chapitre I : PRESENTATION DE L'AGGLOMERATION DE SIDI SERHANE

I.1 Introduction :

Pour établir un projet d'assainissement il est nécessaire de disposer des données de base concernant l'agglomération ciblée, cela inclut notamment un plan de masse qui permet d'apprécier la structure, l'étendue de l'agglomération, l'agencement des différents quartiers par rapport à l'exutoire. En plus de ces informations, et selon le plan de masse, la largeur des chaussées et les données pluviométriques nous dictent la considération d'un système d'évacuation séparatif pour notamment la récupération des eaux pluviales pour des fins utiles.

I.2 Situation géographique :

Située dans la wilaya de Blida, et plus précisément dans la commune de Bouinan, l'agglomération de Sidi Serhane est située sur les périmètres de l'ATLAS Blidéen, en bordure de la plaine Mitidja, entre les villes de Soumaa et celle de Bougara, à 18 Km à l'est de BLIDA et à 35 km au sud-ouest d'Alger. la figure (I.1) suivante représente une image aérienne par satellite de la ville de Bouinan :

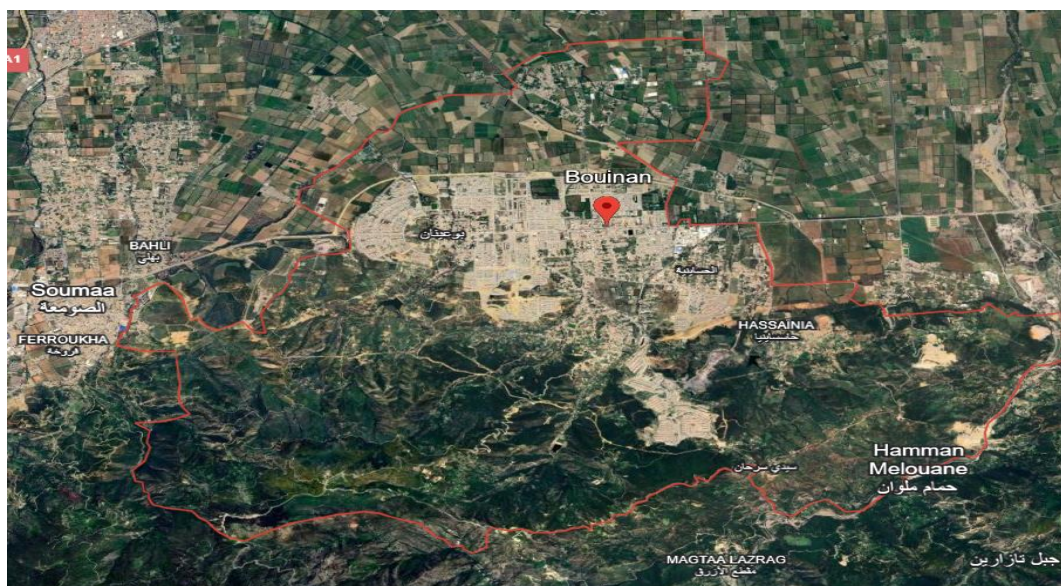


Figure I.2: Image satellitaire de la commune de Bouinan.

(Google, Earth , 2025)

I.3 Présentation de l'agglomération de SIDI SERHANE :

Cette agglomération est située dans la partie montagneuse de la commune de Bouinan.

I.3.1 Situation climatique :

De part de sa situation géographique, le climat dans les régions de Bouinan subit une double influence celle de la montagne d'une part et d'autre part celle de la mer. Cette situation lui donne un climat particulier : une saison chaude et sèche avec une température moyenne de 35°, et une saison pluvieuse et froide avec une température saisonnière moyenne enregistrée d'environ 12°.

- **Station climatologique de référence :**

Tableau I-1 : Caractéristiques techniques de la station pluviométrique localisée à Soumaa.

Station	Le code	La source	Coordonnées		
			X (m)	Y (m)	Z (m)
Soumaa	21234	ANRH	517.45	355.9	177

(ANRH, BLIDA, 2025)

- **Précipitations :**

Le type de régime pluviométrique dans notre zone d'étude est irrégulier. Ce dernier présente des fortes précipitations qui s'étalent sur quatre mois (Novembre, Décembre, Janvier, Février).

- **Températures :**

Le climat de la zone de Sidi Serhane présente des températures assez élevées pendant la saison estivale

En hiver : Max = 12°C et Min = 4°C

En été : Max = 40°C et Min = 18°C

La répartition de pluies mensuelles est représentée dans le tableau 1-2

Tableau I-2: répartition mensuelle de la température moyenne.

Mois	Jan	fév.	mar	avr	mai	juin	juil	aout	sept	oct	nov	dec
Température(T°C)	9	9	11	12	25	30	35	40	32	28	25	15

(ANRH, BLIDA, 2025)

I.4 Situation géologique :

La zone d'étude est située de point de vue géologique à la dépression de la Mitidja où les alluvions quaternaires recouvrent les terrains pliocènes.

La succession lithologique au niveau du secteur d'étude est représentée par les formations suivantes :

- a) Le Plaisancien : à la base, représente une série épaisse de marnes argileuses de couleur grise et bleue, devenant jaune ocre lorsque la roche est altérée
- b) L'Astien : au sommet, composé principalement d'un grès molassique, sableux, jaune ou gris cendré, qui se patine jaunâtre avec l'altération, cette roche est très riche en fossiles (des lamellibranches).
- c) Le Quaternaire : inclut les alluvions récentes, qui forment des dépôts fluviatiles, constituent l'essentiel des sédiments qui remplissent la dépression de la Mitidja.

I.5 Les caractéristiques topographiques :

L'analyse de la topographie constitue une phase primordiale qui joue un rôle crucial dans la conception d'un réseau. L'évacuation des eaux usées doit s'effectuer gravitairement sauf si le relief exige un relèvement. Dans le cas de l'agglomération de Sidi Serhane, selon le plan de masse fourni, qui inclut des points topographiques on peut analyser les pentes du terrain afin de déterminer le sens d'écoulement, le terrain présente une pente comprise entre 0.5% et 12% avec des altitudes qui varient entre 170.05m et 244.57m (d'après le plan de la zone d'étude).

I.6 Hydrogéologie :

Les forages réalisés au niveau de la plaine de Mitidja montrent que la première nappe du Quaternaire est la plus exploitée avec des profondeurs ne dépassant pas 180m, alors que la deuxième nappe est exploitée avec quelques forages profonds. Selon les données fournies, les eaux souterraines s'écoulent depuis la bordure de l'Atlas Blidéen en direction du nord, ensuite les écoulements se dirigent vers la mer (Fort de l'eau et Regaïa). L'exploitation importante et le fort déficit pluviométrique enregistré depuis plus d'une décennie ont provoqué une baisse généralisée du niveau piézométrique au niveau de cette nappe ainsi qu'une avancée de l'intrusion marine au niveau des zones côtières (de Bordj Kifane – Stamboul à Hamiz – Bab Ezzouar), c'est à cause de l'exploitation intensive de la nappe de Mitidja au niveau de ces zones.

I.7 Les caractéristiques Sismiques :

L'Algérie, comme d'autres pays méditerranéens, est exposée à une activité sismique importante.

Situé sur une zone de convergence entre la plaque africaine et la plaque eurasiennne, le nord du Pays est la région la plus à risque.

Le territoire national est réparti en cinq zones sismiques, classées selon un niveau de sismicité croissant :

- Zone 0 : Une sismicité négligeable.
- Zone I : Une sismicité faible.
- Zone II.a, II.b : Une sismicité moyenne.
- Zone III : Une sismicité élevée.

La figure précédente indique les différentes zones de sismicité de l'Algérie :

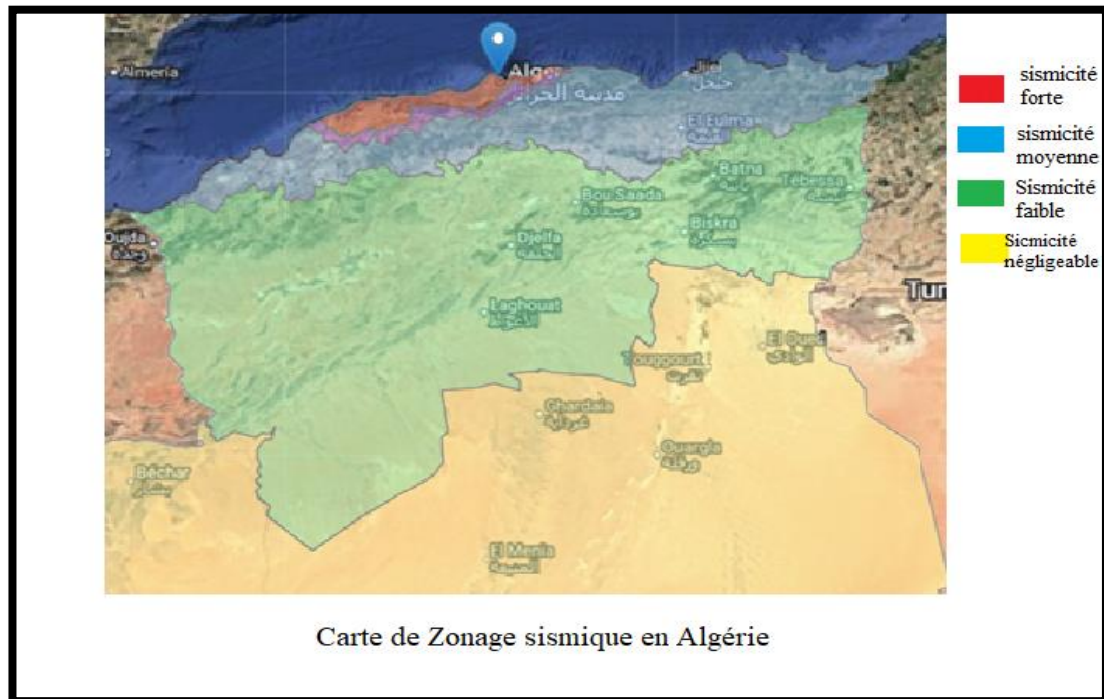


Figure I.3:carte des différentes zones de sismicité de l'Algérie.

(RPA, 2024)

Interprétation :

Notre zone d'étude est située dans la zone sismique II b qui est caractérisée par une sismicité moyenne.

I.8 Situation hydraulique

Il a été informé que l'agglomération de Sidi Serhane, composée de bâtiments à différents étages, a été récemment créée. Les projets des systèmes hydrauliques et les ouvrages du VRD sont en cours d'étude.

I.9 Conclusion :

A travers ce chapitre, nous avons pu présenter la plupart des données et informations qui pourront nous être utiles pour aborder le calcul de base du prochain chapitre ainsi que le dimensionnement du système d'évacuation à projeter.

Chapitre II
Etude hydrologique

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

II.1 Introduction :

L'étude hydrologique constitue une étape fondamentale dans le dimensionnement d'un réseau d'assainissement. En effet, la conception, la sécurité et le bon fonctionnement des ouvrages reposent en grande partie sur l'analyse des paramètres hydrologiques, notamment les apports et les débits de ruissellement.

Le principal objectif de ce chapitre est d'évaluer l'intensité moyenne maximale des précipitations.

II.2 Généralités

Dans le contexte des projets d'assainissement, plusieurs données hydrologiques sont prises en compte, notamment :

II.2.1 Les épisodes pluvieux (averses) :

Les épisodes pluvieux désignent l'ensemble des précipitations générées par une même perturbation météorologique. La durée de ces épisodes est variable d'une courte durée à plusieurs dizaines d'heures. Elles se caractérisent par un volume d'eau important et une forte intensité, ce qui en fait le type de pluie principalement considéré dans le cadre des études liées à l'assainissement.

II.2.2 La période de retour

Désigne l'intervalle de temps moyen deux événements pluvieux d'intensité équivalent . Ainsi, une pluie associée à une période de retour de dix ans a une probabilité de se produire, en moyenne, une fois tous les dix ans. Dans les projets d'assainissement, on utilise généralement la pluie décennale, car elle constitue un compromis technico-économique entre les contraintes techniques et économiques, les coûts de réalisation, les besoins en entretien et la nécessité de limiter les risques d'inondation.

II.2.3 L'intensité moyenne des précipitations

Dans la pratique de l'hydrologie urbaine, les données parfaitement ajustées aux particularités d'un projet sont rarement disponibles. Il est donc important de s'appuyer sur une base de données aussi étendue que possible afin d'analyser les événements pluvieux à l'aide de méthodes statistiques tout en simplifiant les paramètres. Dans le cadre d'analyse des averses, il est crucial de déterminer les intensités moyennes des précipitations pour différentes valeurs de l'intervalle de temps de référence Δt . Cette intensité correspond au rapport entre la hauteur d'eau tombée et la durée de l'épisode Δt correspondante.

II.3 Analyse des données pluviométriques

L'hypothèse de base de l'analyse pluviométrique est que les données recueillies à une station sont valables pour une zone environnante, appelée zone d'influence du pluviomètre. Dans notre cas, la station de référence utilisée est celle de Soumaa, dont les caractéristiques sont détaillées ci-après :

Tableau II. 1: Caractéristiques techniques de la station pluviométrique localisée à Soumaa.

station	code	source	Coordonnées		
			X(m)	Y(m)	Z(m)
SOUMAA	21234	ANRH	517.45	355.9	177

(ANRH, BLIDA, 2025)

La série de données pluviométriques couvre une période de 34 ans, de 1990 à 2023, et contient les valeurs maximales journalières de précipitations.

II.3.1 Précipitations maximale :

L'estimation de l'intensité des pluies associée à une période de retour spécifique nécessite une analyse des précipitations journalières. Cette étude a été menée à partir des données issues de la station pluviométrique de Soumaâ, permettant de constituer une série des pluies journalières maximales.

Tableau II.2: série pluviométrique.

	sep	oct	nov	Dec	jan	fev	mar	avl	mai	juin	jul	aout	Pjmax
1990	7,9	34	24,5	21,2	21,9	24	32	6,9	28,1	2,6	0	1,5	34
1991	3.8	91	10.5	10.6	86.5	11.5	25.5	38.5	39.8	1.7	1.1	1.5	86.4
1992	1	60	24,4	22,4	45,4	53,3	44,7	8,4	0	13	0	24,5	60
1993	28,5	28,3	43,8	10,5	68,6	26,6	1,4	20,1	1,2	0	0	0	68,6
1994	37,4	39,8	24,4	22,4	45,4	53,3	44,7	8,4	0	13	0	24,5	53,3
1995	14,5	11,7	24,4	20,3	40	53,3	24,1	94,4	11,1	1,9	1,6	0,8	94,4
1996	25,6	53,1	5,4	15,5	13,5	17,1	7,6	21,3	10,4	1,6	1,9	12,9	53,1
1997	32,5	68,5	64,3	39,4	27,6	20,1	16,4	31,3	57,7	0,8	0	11,9	68,5
1998	9,9	9,3	29,5	24,2	30,3	33,7	26,9	5,6	1,3	1,1	0	0,3	33,7
1999	14,6	3,3	32,1	39,5	5,2	6,1	12,4	14,9	28	0	0	4,2	39,5
2000	7,9	38	32,4	27,7	39,2	16	0,5	15,5	5,5	0,5	0	0	39,2
2001	16,2	7,6	35,3	27,9	21	14,6	23,5	16,2	20,3	0,7	12	10,5	35,3
2002	18,8	18	58,2	37,1	24,5	60,5	12,3	26,3	21,1	0,3	0,8	1,8	60,5
2003	20,4	9,2	28,2	30	40,9	21,4	28,5	30,6	63,4	2,5	5	2,5	63,4
2004	7,6	27,8	54,1	44	32,8	27,2	30,6	25,6	4,8	1,9	0	1,6	54,1
2005	37,9	27,3	24	34,2	24,7	32,4	9,9	3,2	89,5	0	0	1,6	89,5
2006	19,4	9,4	39,2	36,1	5,1	15,5	37,7	20,4	5,1	11,3	2,3	10	39,2
2007	34,5	33,5	49,1	16	13	9,2	22,5	14	26,8	2,8	2,1	1,4	49,1
2008	24,3	72	30,4	30,9	32,1	5,9	16,3	16,3	13,9	0,3	1,4	1,1	72
2009	30,7	6,5	23,7	31,5	26,6	33,8	41	15,4	17,9	18,7	0	23,4	41
2010	3	26,5	23,5	32,5	23,7	49,4	12,4	28	33,5	9,5	0	1	49,4
2011	5	38	28,5	22,3	19,4	53,1	45	68,6	13,1	0	0	24	68,6
2012	6	12,5	41	9,3	32	32,5	17	51,3	108	1	0,4	16,5	108
2013	9,5	14	30	21,5	27	20	50	2	8	35,5	0	0	50
2014	28	23,5	19,5	47	35	15,5	36	0	9,5	7,5	0	0	47
2015	14,5	32,7	23,8	0	48,5	23,5	37	27,5	11,5	0	1,5	0	48,5
2016	6,5	4,9	16	55	60	12	43,5	6,8	1,5	3,8	0	23	60
2017	22,5	25,5	33	21	16	27	18	81	33	44	0	0	81
2018	10,5	49	36,5	71	43	12	14	20	16,5	1	0	5,7	71
2019	25	12	48	13,3	9,5	0	27,5	24,3	63	6	0	6	63
2020	2	19,5	10	21,8	14,5	8,3	23,5	22	13,8	5	0,5	1	23,5
2021	7	14,5	73	31,5	9,5	28	21,4	31	25,6	0,8	0	1,8	73,0
2022	40,0	6,5	28,3	6,2	31,0	18,5	10,0	2,5	36,0	11,5	0	0	40,0
2023	3,2	5	52	21,5	15,6	65	21,5	12	2,2	0	0	0	65

(ANRH, BLIDA, 2025)

II.3.1.1 Paramètres statistiques de la série des pluies maximales journalières

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II. 3: les paramètres statistiques de la série des pluies maximales journalières.

Nombre d'observations	33
La valeur minimale (mm)	23.5
La valeur maximale (mm)	108
La valeur Moyenne (mm)	57.4
L'Ecart-type (mm)	18.7
La Médiane (mm)	54.1

II.3.1.2 Ajustement statistique des précipitations journalières extrêmes

L'analyse fréquentielle appliquée à une série chronologique de valeurs maximales permet d'estimer le période de retour d'un événement pluviométrique donné. Cette estimation s'appuie sur la définition et la mise en œuvre d'un modèle fréquentiel, autrement dit une fonction statistique décrivant le comportement aléatoire du phénomène étudié. De tels modèles permettent d'évaluer la probabilité d'occurrence d'un événement d'une intensité spécifique. (EPFL, 2004)

Les séries de précipitations maximales journalisées seront ajustées à trois lois différentes pour notre étude, et celle qui montre le meilleur ajustement sera conservée. Nous citons les lois d'ajustement :

- Loi de Gumbel ;
- Loi de Galton (Log Normale) ;
- Loi de GEV.

➤ Ajustement à la loi de Gumbel :

❖ La fonction de répartition de la loi de Gumbel :

$$F(x) = e^{-e^v} \quad (II.1)$$

Sachant que :

- V : la variable réduite de la loi de Gumbel

$$v = \frac{x-x_0}{\alpha} = \ln[-\ln(F(x))] \quad (II.2)$$

Avec :

- X : la variable étudiée ;
- α : Paramètre de l'échelle ;
- x_0 : paramètre de position.

Donc l'expression du quantile sera :

$$x = \alpha v + x_0 \quad (II.3)$$

❖ Les paramètres de la loi en utilisant la méthode de maximum vraisemblance :

$$\alpha = 15.95 \quad , x_0 = 48.51$$

❖ Résultats d'ajustement à la loi de Gumbel :

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

La période de retour T (ans)	La fréquence de non dépassement q	Les valeurs théoriques	L'écartype	L'intervalle de confiance
100	0.99	122	11.4	99.5 - 144
50	0.98	111	9.93	91.3 - 130
20	0.95	95.9	7.96	80.3 - 111
10	0.9	84.4	6.49	71.7 - 97.1
5	0.8	72.4	5.03	62.6 - 82.3

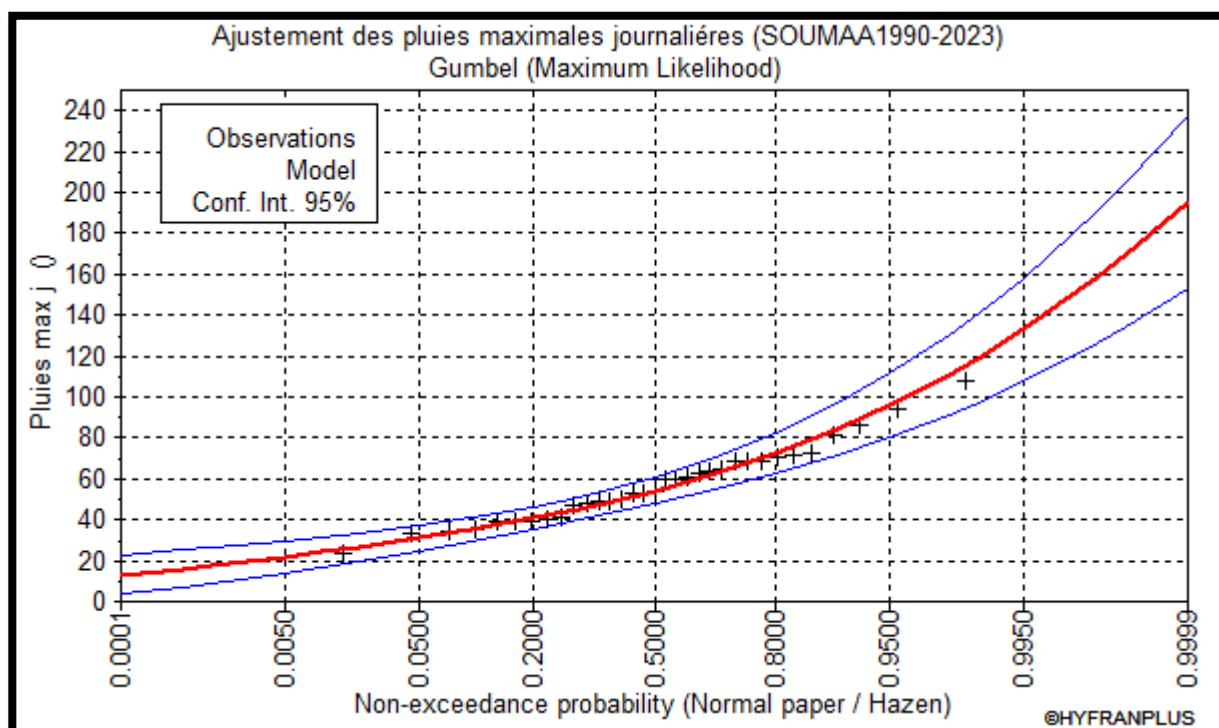


Figure II. 1: Ajustement graphique à la loi de Gumbel.

➤ Ajustement à la loi log normale (Galton) :

❖ La fonction de répartition de la loi log normale :

$$F(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int e^{-u^2/2} du \quad (II.4)$$

Sachant que :

- u : la variable centrée réduite de Gauss

$$u = \frac{\ln(x) - \overline{\ln(x)}}{\sigma_{\ln(x)}} \quad (II.5)$$

- x : la variable étudiée ($P_{j,max}$) ;

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

$\sigma_{\ln(x)}$: l'écartype des logarithmes de la variable étudiée.

Donc l'expression du quantile :

$$\ln(x) = u\sigma_{\ln(x)} + \overline{\ln(x)} \quad (II.6)$$

❖ Les paramètres de l'ajustement par la méthode des maximum vraisemblance :

$$\sigma_{\ln(x)} = 0.33 \quad ; \quad \overline{\ln(x)} = 3.99$$

❖ Résultats de l'ajustement à la loi log normale :

Les résultats de l'ajustement à la loi de Galton sont classés dans le tableau (II-05) et la figure (II-02) suivants :

Tableau II. 5: Les résultats de l'ajustement à la loi de Galton.

La période de retour T(an)	La fréquence de non dépassement q	Les Valeurs théorique Xt(mm)	L'Ecart type	L'intervalle de confiance
100	0.99	118	13.3	92.0 - 144
50	0.98	108	11.1	86.1 - 130
20	0.95	94.2	8.45	77.6 - 111
10	0.9	83.4	6.57	70.5 - 96.3
5	0.8	72.1	4.88	62.5 - 81.6

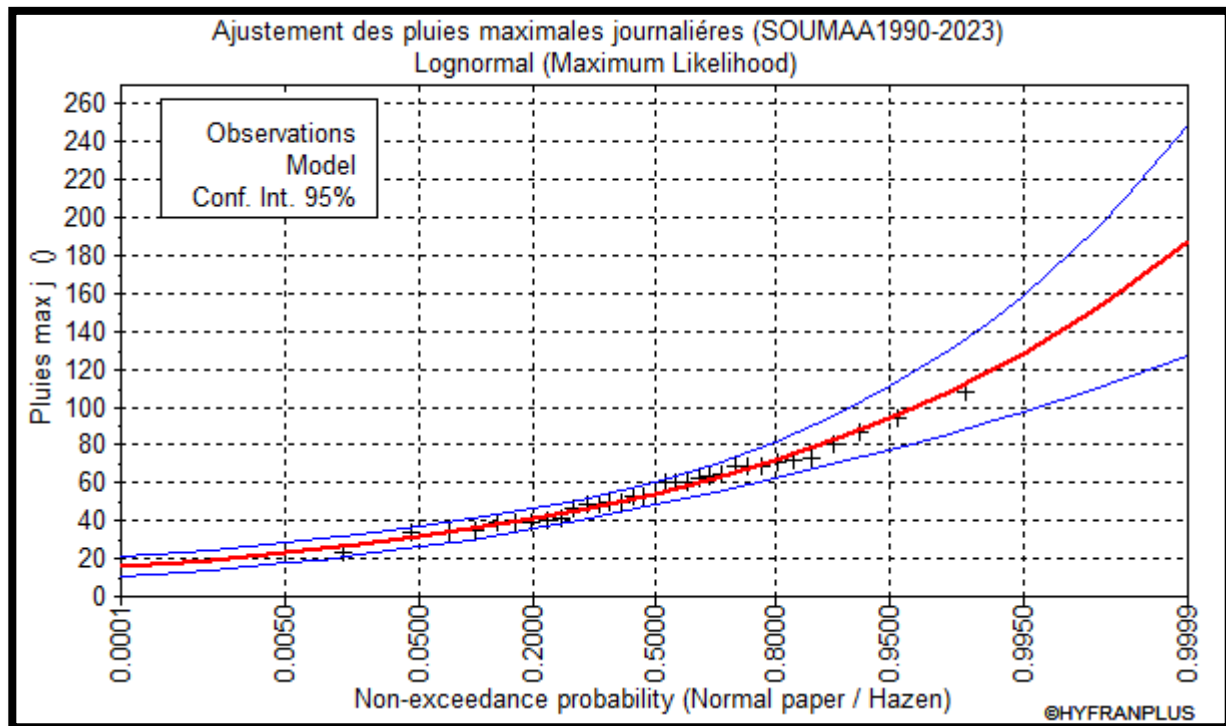


Figure II. 2:Ajustement graphique à la loi log normale (maximum de vraisemblance).

➤ Ajustement à la loi GEV :

- ❖ La fonction de répartition de la loi de maximum généralisés

$$F(x) = e^{-e^v} \quad (II.7)$$

Sachant que :

- v : la variable réduite

$$v = -\frac{1}{k} \ln[1 - \frac{k}{\alpha}(x - u)] \quad (II.8)$$

Avec :

- x : variable étudiée ($P_{j.max}$) ;
- u : Paramètre de position ;
- α : Paramètre de dispersion ($\alpha > 0$) ;
- k : Paramètre de forme appelé indice des valeurs extrêmes.

- ❖ Donc l'expression de quantile :

$$x = u + \frac{\alpha}{k}(1 - e^{-kv}) \quad (II.9)$$

- ❖ Les paramètres de l'ajustement par la méthode des maximum vraisemblance :

$$u=49.48 \quad ; k= 0.0947 \quad ; \alpha=15.96$$

❖ Résultats de l'ajustement à la loi de maximum de vraisemblance

Les résultats de l'ajustement à la loi de GEV sont filtrés dans le tableau (II-06) et la figure (II-03) comme suivant :

Tableau II. 6:Résultats d'ajustement à la loi de GEV.

période de retour T(an)	Fréquence de non dépassement q	Valeur théorique Xt(mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
100	0.99	109	13.1	83.3 - 135
50	0.98	102	10.2	81.5 - 122
20	0.95	90.8	7.17	76.8 - 105
10	0.9	81.8	5.48	71.1 - 92.6
5	0.8	71.8	4.35	63.3 - 80.3

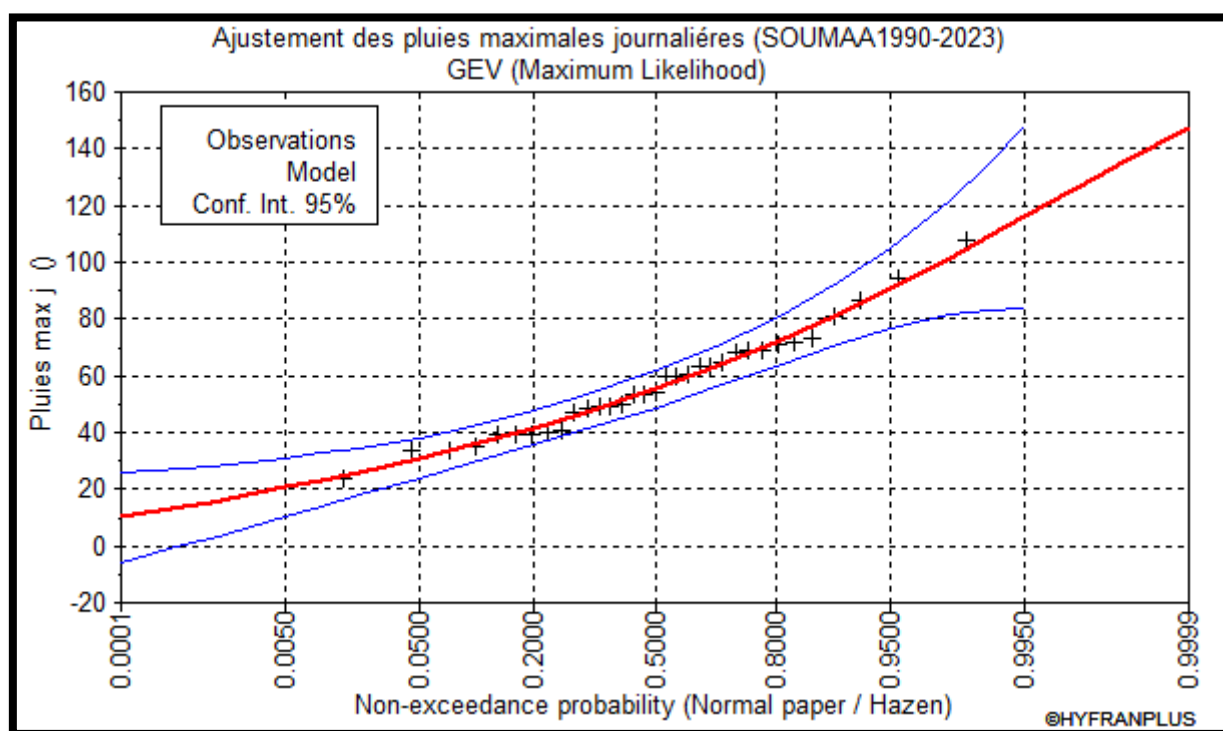


Figure II. 3:Ajustement graphique à la loi GEV.

❖ Choix de loi d'ajustement :

L'enjeu principal dans l'ajustement d'une loi de probabilité théorique réside dans l'identification du modèle le mieux adapté aux caractéristiques de la série étudiée. Cette évaluation repose sur des ajustements graphiques et des tests de dispersion, qui permettent d'évaluer l'efficacité de la loi à représenter des scénarios du monde réel. Les sections suivantes présentent les principaux éléments à prendre en compte dans ce processus.

- **Test graphique :**

Les graphiques peuvent représenter visuellement la relation entre la taille de l'échantillon et la largeur de l'intervalle de confiance, ce qui facilite la sélection des lois de probabilité appropriées (Marshall, et al 1992)

Ces outils graphiques permettent aux chercheurs d'identifier rapidement les ajustements nécessaires, en particulier lorsque la taille des échantillons est inférieure à 250.

- Analyse graphique des résultats :

Les figures II.1 et II.2, II.3 illustrent graphiquement la qualité de l'ajustement, facilitant l'appréciation de la validité du modèle adopté. Indiquent un fort alignement avec les lignes théoriques des trois lois, ce qui démontre une convergence effective. Ainsi, les graphiques d'ajustement montrent que les points suivent de très près les lignes théoriques, ce qui suggère une assez grande précision de tous les lois utilisées.

- **L'adéquation par le test du Khi-deux $\ll \chi^2 \gg$:**

Le test de Khi-deux, ou test de Pearson est l'un des tests les plus couramment utilisés, il permet à prendre une décision sur la justesse de l'ajustement, en comparant les valeurs observées à celles théorique de χ^2 , Ce test s'effectue pour un niveau de risque $\alpha = 5\%$ et dépend du nombre de degrés de liberté associés à la loi.

Les résultats obtenus à l'aide du logiciel Hyfran+ sont présentés dans le tableau II.07.

Tableau II. 7: Vérification de l'adéquation par le test du Khi-deux.

La loi d'ajustement	Nombre de paramètres m	Degré de liberté γ	$\chi^2_{\text{calculé}}$	$\chi^2_{\text{théorique}}$	Les Observations
Gumbel.	2	5	3.61	11.07	$\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$. →Condition vérifiée.
Galton.	2	5	3.61	11.07	$\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$. →Condition vérifiée.
GEV.	3	4	1.67	9.49	$\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$. →Condition vérifiée.

- Interprétation de résultats de test :

Selon les résultats présentées dans le tableau II.07, la loi de Galton, de Gumbel et de GEV respectent la condition d'acceptation du test, ce qui confirme leur adéquation aux données.

- **Identification de la loi d'ajustement la mieux adaptée :**

Vu que les trois lois sont adéquates, et que les points graphiques dans toutes les lois d'ajustement sont proches à la ligne théorique sur les graphiques, la loi de Galton (log normale) est jugée la plus appropriée :

- La courbe du modèle (la ligne rouge) suit bien les points d'observations dans le résultat graphique de la loi de Galton.
- L'intervalle de confiance (à 95%) est moins écarté, ce qui indique une incertitude plus faible du modèle.
- La nature positive et asymétrique des pluies journalières s'adapte bien à la distribution log-normale.

II.3. Détermination de l'intensité pluviométrique :

Le calcul de l'intensité de la pluie est déterminé selon la loi de Montana, appliquée à un intervalle de 15 minutes et une période de retour décennale.

$$I_{t(15 \text{ min}),p\%} = I_{24,p\%} \left(\frac{T}{24}\right)^{b-1} \quad (II.10)$$

Tels que :

- $I_{t(15 \text{ min}),p\%}$: intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence(p%);
- $I_{24,p\%}$: intensité moyenne de précipitation pour une journée de fréquence de (p%);
- t: durée de l'averse en heure, $t=0.25\text{h}=15\text{min}$ pour $T=10\text{ans}$;
- b: exposant climatique de la région d'après l'ANRH($b=0.39$).

D'après la loi de Galton :

$$P_{max,j,10\%} = 83.4\text{mm}$$

Donc :

$$I_{15\text{min},10\%} = I_{25,10\%} * \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} = \left(\frac{P_{24,10\%}}{24}\right) * \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1}$$

$$I_{15\text{min},10\%} = 56.25\text{mm/h} = 156.25\text{l}\cdot\text{s}^{-1}\cdot\text{ha}^{-1}$$

Conclusion :

L'analyse pluviométrique est cruciale pour déterminer l'intensité journalières maximale pour différents périodes de retour, dans ce chapitre nous avons exploré différentes méthodes d'ajustement des données pluviométriques afin qu'on peut choisir la loi la plus fiable et précise. Après une certaine évaluation comparative, la loi de Galton a été adoptée. De plus une intensité maximale journalière a été élaborée prise égale à 156.25 l/s/ha, par la loi de MONTANARI.

Ce chapitre représente une étape clé pour la préparation de la modélisation de système d'évacuation en anticipant plus efficacement les épisodes pluvieux extrêmes.

Chapitre III
Calcul de base

CHAPITRE III : CALCUL DE BASE

Introduction :

Au sein de ce chapitre, nous entamons un calcul de base qui a pour objectif d'estimer certains paramètres qui sont nécessaires non seulement pour la détermination des débits de dimensionnement, ainsi qu'au dimensionnement des différents ouvrages hydrauliques du système d'évacuation. Parmi ces paramètres nous notons la croissance démographique projetée, le découpage de la superficie totale en surfaces élémentaires, afin d'obtenir une estimation plus précise du coefficient de ruissellement, le paramètre essentiel de l'estimation du débit pluvial en fonction de la répartition spatiale des précipitations.

III.1 Situation démographique :

Actuellement (URBAB, 2025), La commune de Sidi Serhane couvre une superficie de 120 ha avec une densité d'habitations irrégulière. Avec une moyenne de cinq (5) personnes par logements pour un horizon d'étude de 50 ans. Tenant compte de l'évolution démographique à l'horizon de calcul, nous pouvons prendre comme hypothèse une répartition homogène des habitations sur la superficie totale afin de mieux faciliter nos calculs. Afin d'estimer le nombre d'habitants à l'horizon de calcul, nous considérons la relation des intérêts composés qui est la suivante :

$$P_{2025} = 5000 * 5 = 25000 \text{ hab} \quad (\text{III.1})$$

III.2 Découpage de la superficie urbanisée de l'agglomération en surfaces élémentaires :

Le découpage de notre superficie urbanisée en surfaces élémentaires permet d'estimer d'une façon plus aisée le coefficient de ruissellement qui est le paramètre fondamental. Plus la surface élémentaire est réduite plus nous avons une bonne précision de ce paramètre. Il est préférable que ce paramètre soit estimé en fonction de la nature du sol. Afin d'établir ce découpage, les facteurs suivants sont pris en considération :

- La densité de la population ;
- La nature du sol ;
- Les courbes de niveaux ;
- L'implantation des routes, voiries existante ;
- Les pentes et les contres pentes ;
- Les limites naturelles (oued, talweg...).

Le tableau III.1 ci-dessous nous renseigne sur la répartition de la population sur la superficie urbanisée en considérant le nombre de logements et plus précisément le nombre d'habitants correspondant à chaque surface élémentaire.

Tableau III. 1:Découpage de la surface d'étude en surfaces élémentaires.

surface élémentaire	population		cumul
	nombre de logements	nombre d'habitants	
S1	400	2 000	2 000
S2	300	1 500	3 500
S3	980	4 900	8 400
S4	370	1 850	10 250
S5	180	900	11 150
S6	180	900	12 050
S7	240	1 200	13 250
S8	240	1 200	14 450
S9	200	1 000	15 450
S10	200	1 000	16 450
S11	190	950	17 400
S12	160	800	18 200
S13	230	1 150	19 350
S14	200	1 000	20 350
S15	200	1000	21 350
S16	300	1 500	22 850
s17	430	2150	25 000

III.3 Le coefficient de ruissellement :

III.3.1 Mesure de coefficient de ruissellement :

Ce coefficient (C_r), dont la valeur varie entre 0.05 et 1, exprime la proportion entre le volume d'eau qui s'écoule et le volume d'eau total qui tombe sur la zone concernée.

Le coefficient de ruissellement est influencé par plusieurs facteurs, parmi lesquels :

- La pente du terrain.
- La nature du sol.
- L'occupation du sol.
- La densité de la population.
- L'intensité des précipitations.
- La capacité de la rétention des dépressions naturelles

La valeur de coefficient de ruissellement est généralement estimée de manière approchée, en raison de l'hétérogénéité des surfaces, et peut influencer d'une façon directe le dimensionnement de réseau d'assainissement projeté. Afin de tenir compte de cette estimation les surfaces élémentaires doivent être réduites.

III.3.2 Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :

Afin d'avoir une vision plus approchée sur l'estimation de coefficient de ruissellement nous présentons à première vue quelques valeurs indicatives en fonction de la densité urbaine.

Tableau III. 2: Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.

Catégories d'urbanisation	Cr
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

(Design, and construction of sanitary and storms sewers, 1970)

III.3.3 Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population :

Tableau III. 3: coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population.

Densité de la population (hab / ha)	Cr
20	0.20
30 – 80	0.20 – 0.25
60 – 150	0.25 – 0.30
150 – 200	0.30 – 0.45
200 – 300	0.45 – 0.60
300 – 400	0.60 – 0.80
400 et plus	0.80 – 0.90

(Water, environmental federation, 1970)

III.3.4 Coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces :

Tableau III. 4:coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces.

Surface	Coefficient de ruissellement
	0.70 – 0.95
Chaussée en béton asphaltée	0.70 – 0.85
Chaussée en brique	0.75 – 0.95
Toiture	
Terrain gazonné, sol sablonneux	0.05 – 0.10
- Plat (pente < à 2 %).	0.10 – 0.15
- Pente moyenne de 2 à 7 %.	
- Pente abrupte	0.15 – 0.20
Terrain gazonné, sol sablonneux	
- Plat (pente < à 2 %).	0.13 – 0.17
- Pente moyenne de 2 à 7 %.	
- Pente abrupte	0.18 – 0.22
Entrée de garage en gravier	0.25 – 0.35

(Water, environmental federation, 1970)

III.4 Calcul de coefficient de ruissellement :

L'analyse du plan de masse de Sidi Serhane révèle que la majorité des surfaces élémentaires sont constituées de sols de nature similaire qui est revêtu de matériaux imperméables tels que le béton et le bitume.

Tableau III. 5: Valeurs de coefficients de ruissellement .

Surface élémentaire	superficie (ha)	coefficient de ruissellement
S1	2.17	0.8
S2	2.83	0.8
S3	2.2	0.8
S4	3.75	0.78
S5	4.52	0.75
S6	3.53	0.75
S7	2.16	0.8
S8	2.27	0.7
S9	4.52	0.8
S10	3.96	0.65
S11	3.93	0.75
S12	1.19	0.7
S13	1.51	0.8
S14	2.5	0.8
S15	6.12	0.75
s16	2.8	0.6
s17	2.37	0.8

Conclusion :

A travers ce chapitre nous avons estimé et présenté les différents paramètres comme le coefficient de ruissèlement qui pris en considération la nature du sol, le nombre d'habitants pour chaque surface élémentaire ainsi que le découpage de la zone d'étude, servants de base à la détermination approximativement des débits de dimensionnement des différents ouvrages hydrauliques composants le système d'évacuation à projeter pour notre agglomération.

Chapitre IV
Estimation des débits à évacuer

CHAPITRE IV : ESTIMATION DES DEBITS A EVACUER

Introduction :

Au sein de ce chapitre, nous abordons l'estimation des débits des effluents évacués par notre agglomération. Parmi eux, les eaux usées domestiques, les eaux pluviales, ainsi que les eaux issues des équipements composants ladite agglomération. Les eaux parasites claires qui sont inévitables au niveau d'un réseau sont également prises en considération dans nos calculs. Dans ce qui suit nous allons citer les différents effluents rejetés et par la suite leur estimation.

IV.1 Nature et provenance des effluents :

IV.1.1 Les eaux usées :

On entend par eaux usées l'ensemble des rejets issus des différentes activités anthropiques, qui peuvent être classées en quatre (4) catégories principales selon leur composition et traitement nécessaire :

- Les eaux usées domestiques :

La quantité d'eau usées domestiques varie en fonction de plusieurs paramètres, notamment :

- Le nombre d'habitants : plus le nombre de résidents est élevé, plus elle génère un volume important d'eaux usées.
- Le niveau de vie : les conditions de vie plus aisées peuvent entraîner une consommation d'eau plus importante.
- Les habitudes de consommation : Par exemple, la fréquence des douches, les lessives ou la vaisselle influence la quantité d'eau utilisée et donc rejetée.
- Le climat : les besoins en eau augmentent dans les zones chaudes pour des usages supplémentaires comme la climatisation et l'eau d'arrosage.

- Les eaux usées de service publique :

Ce type des eaux usées résultent des activités journalières, des équipements scolaires, des établissements éducatifs, des centres de soin, des structures touristiques, des installations des jeux et loisirs, ainsi que d'autres infrastructure publiques.

Pour évaluer ces rejets, on prend en compte la dotation de la consommation en eau potable de chaque établissement et activité, exprimé en équivalent habitant, pour permettre de comparer les volumes d'effluents générés par les différents type d'utilisateurs.

- Les eaux usées industrielles :

Ce sont les eaux usées générées par les usines, leur composition est extrêmement hétérogène (variable), ces eaux sont chargées en des substances diverses qui dépend de l'utilisation d'eau, incluant :

- La matière organique et la graisses (abattoirs, industrie agroalimentaire...)
- Des sels métalliques (métallurgie, traitement de surface)

- Des acides et des bases, les différents produits chimiques (tanneries, industrie chimique)
- Matières radioactives (centrales nucléaires, traitement des déchets radioactifs)
- De l'eau surchauffée (circuit de refroidissement des centrales thermiques)

Outre, la quantité à évacuer, certaines exigences doivent être respectées :

- La température des eaux ne doit jamais excéder de 35 °C.
- La présence de matière corrosives, solides ou toxiques dans les effluents est strictement interdite, sinon un traitement préalable est nécessaire au sein même de l'unité industrielle avant leur rejet dans le système d'évacuation.

- Les eaux parasites (ECP) :

Les eaux claires parasites proviennent principalement des infiltrations liées aux précipitations ou à la remontée de la nappe phréatique. Elles pénètrent dans le réseau à travers des défauts d'étanchéité (joints, fissures) et sont difficiles à quantifier précisément. Leur débit est généralement estimé à 0,15 l/s/ha. Ces apports non maîtrisés perturbent le fonctionnement de la station d'épuration. (Pr, Salah Boualem, 2014)

IV.1.2 Les eaux pluviales :

Les eaux pluviales émanant des précipitations, génèrent un écoulement de surface qui doit être capté et évacué par un système d'assainissement adapté afin de limiter les risques d'inondation, dès les premiers minutes d'épisodes pluvieux leur teneur en matière organique est particulièrement élevé, notamment au sein des zones industrielles, le ruissellement entraîne le balayage des surfaces. De plus, ces eaux peuvent aussi transporte des particules sableuses, s'accumule dans les canalisations en cas de baisse de la vitesse d'écoulement.

IV.2 Estimation des débits des eaux à évacuer :

IV.2.1 Estimation des débits des eaux usées :

Appréciation des rejets domestiques en eaux usées :

Le calcul de ce débit nécessite la dotation d'eau potable de la consommation journalière domestique comme une donnée de base. Cette donnée évolue en fonction du nombre d'habitants et leurs habitudes de consommation, elle est choisie dans notre travail pour un horizon d'étude de 50 ans, en général on estime que la quantité des effluents représente de 70 à 80% de la totalité de la consommation en eau.

- Débit moyen journalier d'eaux usées rejetées :

Ce débit est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy.j}^{Eu} = K_r * dot * N_{hab}/86400 \quad (IV.1)$$

Tels que :

$Q_{moy.j}^{Eu}$: le débit moyen journalier d'eaux usées rejetées en (l/s) ;

K_r : coefficient de rejet des eaux usées variant de 0.7 à 0.8 (dans notre cas nous prenons 0.8) ;

Dot : dotation d'eau potable 180 l/j/hab ;

Nhab : nombres d'habitants à l'horizon d'étude.

- Débit de pointe des eaux usées :

En raison des fluctuations dans la consommation journalière, le débit des eaux usées n'est pas constant. Pour cela nous nous intéressons au débit de pointe selon la relation suivante (IV.2)

$$Q_{pt}^{Eu} = K_p * Q_{moy.j}^{Eu} \quad (IV.2)$$

Avec :

Q_{pt}^{Eu} : Débit de pointe d'eaux usées rejetées en l/s ;

K_p : Coefficient de pointe, calculé à partir de débit moyen journalier des eaux usées domestiques en absence de statistiques :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy.j}^{Eu}}} \quad ; \text{ si } Q_{moy.j}^{Eu} \geq 2.81 \text{ l/s}$$

$$K_p = 3 \quad ; \text{ si } Q_{moy.j}^{Eu} \leq 2.81 \text{ l/s}$$

Le tableau IV.1 suivant représente les débits moyens journaliers et de pointes de la zone urbanisée de Sidi Serhane :

Tableau IV. 1:Les débits des eaux usées domestiques rejetées.

Surface élémentaire	Nombre d'habitants	Débit moyen journalier d'eaux usées (l/s)	Débit de pointe (l/s)
S1	2000	3.33	9.56
S2	1500	2.5	7.5
S3	4900	8.16	19.39
S4	1850	3.08	9.01
S5	900	1.5	4.5
S6	900	1.5	4.5
S7	1200	2	6
S8	1200	2	6
S9	1000	1.66	5
S10	1000	1.66	5
S11	950	1.58	4.75
S12	800	1.33	4
S13	1150	1.91	5.75
S14	1000	1.66	5
S15	600	1	3
S16	1000	1.66	5
s17	1850	3.08	9.01

Estimation du débit d'eaux usées publiques :

Pour estimer la quantité d'eaux usées provenant des établissements publics recensés dans une agglomération (hôpitaux, marchés, écoles), on doit calculer le débit rejeté par chaque établissement. Ce calcul se fait généralement en multipliant la dotation journalière (en litre par malade par jour, par mètre carré par jour, par élève par jour) par le nombre d'usagers par jour. Ce débit sera ajouté au débit véhiculé par le collecteur d'assainissement.

Le tableau suivant présente quelques exemples sur les différents établissements publics et leurs dotations :

Tableau IV. 2:Tableau des dotations d'eau potable pour quelques équipements.

Equipement	Unité	Dotation (l/j/unité)
Ecole	Elève	35
Mosquée	Fidèle	40
Hôpital	Lit	300
Administration	Employé	50
Stade	Joueur	100
Poste de police	Policier	70
Maison de jeunes	Usagers	60

(Water, environmental federation, 1970)

- Débit moyen journalier d'eaux usées des équipements :

Le débit moyen journalier des eaux usées des équipements publics est donnée par la relation suivante :

$$Q_{moy.j}^{Eu.eq} = K_r * D_{eq} * N_u / 86400 \quad (IV.3)$$

Tels que :

$Q_{moy.j}^{Eu.eq}$: le débit moyen journalier des eaux usées de service publique (l/s) ;

K_r : coefficient de rejets pris égale à 0.8 ;

D_{eq} : dotation de la consommation d'eau potable journalière de chaque équipement (l/j/unité) ;

N_u : nombre des usagers.

- Débit de pointe des eaux usées des équipements publics :

Le débit de pointe des eaux usées des équipements publics est donnée par la relation (IV.2) déjà citée :

$$Q_{pt}^{Eu.eq} = K_p * Q_{moy.j}^{Eu.eq}$$

Avec :

$Q_{pt}^{Eu.eq}$: Débit de point d'eaux usées des équipements rejetées en l/s ;

K_p : Coefficient de pointe, calculé à partir de débit moyen journalier des eaux usées des équipements :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy.j}^{Eu.eq}}} \quad ; \text{ si } Q_{moy.j}^{Eu.eq} > 2.81 \text{ l/s}$$

$$K_p = 3 \quad ; \text{ si } Q_{moy.j}^{Eu.eq} \leq 2.81 \text{ l/s}$$

Pour notre cas vu que les débits sont minimaux ce coefficient est pris égal à 3.

- Pour les équipements publics, nous avons deux écoles primaires, un CEM, deux espaces de jeux, une seule mosquée, un poste de police, une salle de sport et une maison de jeunes. Ces équipements sont répartis dans la zone d'étude, comme illustré dans le tableau (IV.3) ci-dessous

Tableau IV. 3:les débits des eaux usées des équipements publics rejetées.

Surface élémentaire	Equipement	débit moyen journalier d'eaux usées (l/s)	débit de pointe
S1	-	-	-
S2	Espace de jeux	0.0046	0.013
S3	Ecole primaire	0.0324	0.0972
	Ecole CEM	0.0324	0.097
S4	Espace de jeux	0.0046	0.013
S5	-	-	-
S6	Mosquée	0.0370	0.111
S7	-	-	-
S8	-	-	-
S9	Poste police	0.0324	0.0972
s10	-	-	-
S11	salle de sport	0.046	0.138
	maison de jeunes	0.0092	0.0277
S12	-	-	-
S13	-	-	-
S14	-	-	-
s15	Ecole primaire	0.0324	0.0972
s16	-	-	-
s17	-	-	-

Estimation des eaux claires parasites d'intrusion :

On donne le débit des eaux parasites par la relation suivante :

$$Q_{eau.parasite} = A * Q_P \quad (IV.5)$$

Avec :

$Q_{eau.parasite}$: le débit des eaux parasites claires d'intrusion,

Q_P : débit d'eau parasite claire d'intrusion estimée 0.15 l/s/ha, selon la bibliographie,

A : Superficie de la surface élémentaire (ha).

Les débits des eaux parasites claires à évacuer sont présentés dans le tableau (IV.4)

Tableau IV. 4:Débit des eaux parasites claires.

Surface élémentaire	superficie (ha)	Qp (l/s/ha)	débits des eaux parasites (l/s)
S1	2.17	0.15	0.32
S2	2.83	0.15	0.42
S3	2.2	0.15	0.33
S4	3.75	0.15	0.56
S5	4.52	0.15	0.67
S6	3.53	0.15	0.52
S7	2.16	0.15	0.32
S8	2.27	0.15	0.34
S9	4.52	0.15	0.67
S10	3.96	0.15	0.59
S11	3.93	0.15	0.58
S12	1.19	0.15	0.17
S13	1.51	0.15	0.22
S14	2.5	0.15	0.37
S15	6.12	0.15	0.91
s16	2.8	0.15	0.42
s17	2.37	0.15	0.35

IV.2.2 Estimation des débits des eaux pluviales :

Pour dimensionner un réseau d'assainissement, il est indispensable de déterminer la quantité d'eau maximal évacuée pendant une période de retour de 10 ans (le débit décennal).

En cas d'averse, seule les volumes de ruissellement sont pris en compte pour concevoir les différents ouvrages d'évacuation.

Le choix de la méthode d'évaluation du débit d'eau pluvial dépend de l'étendue de bassin ainsi son degré d'urbanisation, par conséquent, diverses méthodes sont envisagés :

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

IV.2.2.1 La méthode rationnelle :

Cette méthode est particulièrement appropriée pour les bassins urbains avec des faibles surfaces. Pour les grands bassins, elle nécessite un découpage en des surfaces élémentaires limitées par des lignes isochrones.

Elle repose sur l'estimation des quantités pluviaux générés par une averse d'intensité moyenne « i », supposée constante durant toute la chute de pluie, sur des zones d'influences caractérisées par une superficie « A » et un coefficient de ruissellement « C_r ».

Néanmoins, en raison de la non-uniformité spatiale des précipitations (l'averse ayant souvent un épïcêtre) un coefficient de répartition « α » est appliqué pour une meilleure représentation des conditions réelles.

La méthode rationnelle s'exprime par la relation suivante :

$$Q = C_r * i * A * \alpha \quad (IV.6)$$

Avec :

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

A : surface d'apport (ha),

Cr : coefficient de ruissellement,

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

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

➤ **Coefficient réducteur de l'intensité « α » :**

En réalité, la répartition des précipitations sur un bassin est souvent irrégulière, certainement dans le cas des averses de courtes durées et de fortes intensités, Pour tenir compte de cette variabilité, un paramètre correctif est introduit pour chaque surface élémentaire ; le coefficient réducteur de l'intensité tels que $\alpha \leq 1$.

Ce paramètre est déterminé à partir la loi de répartition de pluie :

- Pour des bassins longs (rectangles étroits, ...) :

$$\alpha = 1 - 0.006 * \sqrt{d/2} \quad (IV.7)$$

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

$$\alpha = 1 - 0.005 * \sqrt{d/2} \quad (IV.8)$$

Avec

d : Distance moyenne au sein milieu de la surface élémentaire (m).

- Pour les bassins de petites a moyennes surfaces :

$$\alpha = \left(\frac{A_0}{A}\right)^n \quad (IV.9)$$

Avec :

A0 : la superficie de la surface élémentaire (ha),

A : la superficie de la zone urbanisée (ha),

n : coefficient empirique, prise égale à 0.10.

(ENGEES)

➤ **Validité de la méthode rationnelle :**

Cette méthode est particulièrement adaptée aux surfaces relativement remarquables et réduites, plus les surfaces sont petites plus elle offre des meilleurs résultats, ou l'évaluation du coefficient de ruissellement est plus précise.

Elle convient aussi aux zones où le temps de concentration est inférieur à 30 minutes.

Inversement, son application aux zones étendues est peu appropriée, car elle engendrerait une charge de calcul importante et délicate.

➤ **Hypothèses de la méthode rationnelle :**

Cette méthode est fondée sur trois hypothèses principales :

- Le débit de pointe Q_p est observé à l'exutoire si la durée de l'averse est supérieure au temps de concentration de l'agglomération.
- Le débit Q_p est proportionnel à l'intensité moyenne maximale des précipitations, calculée sur une durée égale au temps de concentration.
- L'intensité « i » et le débit « Q » ont la même période de retour « T », ce qui implique que le coefficient de ruissellement reste constant.

(Pr, Salah Boualem, 2014)

➤ **Temps de concentration :**

C'est une caractéristique propre à une surface, il correspond à la durée nécessaire pour que l'eau de la pluie tombée au point le plus éloigné, atteigne l'entrée du collecteur chargé d'évacuer l'apport de la surface à évacuer.

Le temps de concentration T_c se compose de :

- T_1 (min) : le temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations de longueur « L » avec une vitesse « v »

$$T_1 = \frac{L}{60 \cdot v} \quad (\text{IV.10})$$

Avec :

L : longueur de canalisations (m),

v : vitesse d'écoulement (m/s),

Le terme $(1/60)$ pour la conversion de secondes (s) en minutes (min)

- T2 : le temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement, en général il varie de 2 à 20 minutes.
- T3 (min) : temps de ruissellement superficiel dans un bassin avec une pente I%, ne comportant pas de canalisation autrement dit le parcours superficiel.

$$T3 = \frac{L_s}{11\sqrt{I}} \quad (IV.11)$$

Avec :

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

I : pente moyenne de parcours (%)

❖ Donc on peut envisager trois aspects :

- Le bassin ne comporte pas de canalisation : $T_c = T3$
- Le bassin comporte un parcours superficiel puis une canalisation : $T_c = T3 + T1$
- Le bassin est urbanisé et comporte une canalisation : $T_c = T1 + T2$

❖ En général pour les zones peu allongées, le temps de concentration « Tc (min) » est donné par la relation suivante :

$$T_c = 3.98 * \left[\frac{L}{\sqrt{I}} \right]^{0.77} \quad (IV.12)$$

Dans notre projet nous considérons le temps de concentration est égale à $T_c = T1 + T2$, vu que notre agglomération est urbanisée et comporte un réseau d'évacuation.

- Pour notre cas, dans l'objectif de calculer le débit des eaux pluviales nous avons choisi la méthode rationnelle à cause de la validité de ces conditions qui sont respectées sur tous les surfaces élémentaires. Le coefficient réducteur d'intensité α est calculé par la formule (IV.9)

Tableau IV. 5:les débits totaux des eaux pluviales à évacuer.

Surface élémentaire.	superficie (ha).	Coefficient de ruissellement.	L'intensité (l/s/ha).	Coefficient réducteur d'intensité.	Qpluviale. (l/s)	Qpluviale. (m3/s)
S1	2.17	0.8	157	0.72	198.25	0.19
S2	2.83	0.8	157	0.74	265.50	0.26
S3	2.2	0.8	157	0.72	201.27	0.20
S4	3.75	0.78	157	0.76	352.82	0.35
S5	4.52	0.75	157	0.78	416.61	0.42
S6	3.53	0.75	157	0.76	317.42	0.32
S7	2.16	0.8	157	0.72	197.24	0.19
S8	2.27	0.7	157	0.73	182.28	0.18
S9	4.52	0.8	157	0.78	444.39	0.44
S10	3.96	0.65	157	0.77	312.17	0.31
S11	3.93	0.75	157	0.77	357.20	0.36
S12	1.19	0.7	157	0.68	89.58	0.09
S13	1.51	0.8	157	0.70	133.04	0.13
S14	2.5	0.8	157	0.73	231.65	0.23
S15	6.12	0.75	157	0.80	581.45	0.58
s16	2.8	0.6	157	0.74	196.81	0.19
s17	2.37	0.8	157	0.73	218.44	0.21

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons estimé les volumes d'eau à évacuer, en intégrant à la fois les effluents domestiques, ainsi ceux issus des services publics et les eaux pluviales. Il convient de préciser que la zone urbanisée ne comporte aucune installation industrielle.

L'analyse des débits montre que les eaux usées représentent une proportion mineure par rapport aux eaux pluviales.

Cette phase préliminaire constitue une étape clé en vue du développement du chapitre suivant, consacré au calculs hydrauliques et dimensionnement des collecteurs.

CHAPITRE V

Choix de système et schéma d'évacuation

CHAPITRE V : CHOIX DE SYSTEME ET SCHEMA D'EVACUATION

Introduction :

L'évacuation des effluents et des eaux pluviales constitue une étape essentielle dans la conception d'un système d'assainissement performant et durable. Le système à mettre en œuvre est déterminé par plusieurs facteurs, notamment les caractéristiques de la zone d'étude (topographie, densité d'habitation, nature du sol...), la nature des eaux à collecter (eaux usées domestiques, publiques, industrielles.) ainsi que les exigences environnementales et réglementaires en vigueur (normes de rejets, plans d'évacuation existants).

Ce chapitre a pour but de justifier le type de système d'assainissement retenu (séparatif, unitaire ou pseudo-séparatif) en fonction des contraintes techniques et contextuelles. Il présente de même le schéma d'évacuation.

V.1 Systèmes de réseaux d'évacuation :

L'évacuation des eaux usées domestiques, industrielles ainsi que pluviales peut se faire au moyen de trois systèmes, les suivants :

- Système unitaire
- Système séparatif
- Système pseudo-séparatif

Ainsi que le système mixte, autonome et composite.

V.1.1 Système unitaire :

Il permet l'évacuation mutuelle des effluents domestiques, industrielles et les eaux pluviales dans une seule canalisation.

En temps d'averse, le volume d'eau augmente considérablement, ce qui peut dépasser la capacité des stations d'épuration. Dans telle situation, une fraction des eaux est directement déversée dans le milieu naturel, ce qui peut engendrer une pollution significative.

Tableau V. 1: Les avantages et les inconvénients de système unitaire.

Domaine d'utilisation privilégié.	- Eloignement des points de collecte au point de réception. - Topographie caractérisée par un relief peu prononcé. - Forte imperméabilisation et relief accentué. - Débit d'étiage élevé du milieu récepteur.
Avantages.	- Cout minimal d'installation et d'entretien. - Gestion simplifiée de système. - Encombrement limité dans le sous-sol.
Inconvénients.	- Peut provoquer la pollution des cours d'eau. - Possibilité de risque d'inondation. - Exige une station d'épuration de plus grande envergure.

V.1.2 Système séparatif :

Ce système sépare les eaux pluviales des eaux usées. Chaque type est dirigé dans une conduite distincte. Les eaux de pluie sont généralement acheminées vers le cours d'eau à proximité directe, tandis que les effluents sont évacués vers une station d'épuration.

V.1.2.1 Réseau pluvial :

Ce réseau sert à évacuer les eaux de pluies, qui ne sont pas polluées, il suit les pentes naturelles du terrain et rejoint le cours d'eau à proximité.

V.1.2.2 Réseau d'eaux usées :

Ce réseau est élaboré pour le transport des eaux usées domestiques et industrielles vers une station d'épuration. Le cheminement de son tracé nécessite une faible pente, La constance relative du débit des eaux usées justifie l'emploi de conduites de faibles sections dans les collecteurs du réseau.

Tableau V. 2: Les avantages et les inconvénients de système séparatif

Domaine d'utilisation privilégiée.	- Les régions recevant des débits d'eaux pluviales importants. - Les zones urbaines et leurs environs immédiats. - Les zones caractérisées par une concentration significative d'eaux usées industrielles.
Avantages.	- Gestion préventive des crues. - Préservation des ressources hydriques superficielles et souterraines contre les pollutions. - Optimisation de la consommation énergétique.
Inconvénients.	- Le sous-sol présente une forte congestion. - L'investissement requis est élevé. - Il existe un risque élevé de commettre une erreur de raccordement.

V.1.3 Système pseudo-séparatif :

Ce système est conçu pour recueillir en même temps les eaux usées et une partie des eaux de ruissellement. Les eaux pluviales, collectées par des caniveaux ou certaines parties du réseau, comme des toitures ou espace privés, et sont dirigées vers une collecte commune avec les eaux usées.

Ce système ressemble beaucoup au système séparatif, il présente un inconvénient majeur : le fonctionnement de la station d'épuration peut être perturbé par l'arrivée des eaux pluviales.

V.1.4 Système mixte :

Ce type de réseau combine un réseau unitaire pour une partie de l'agglomération et un réseau séparatif pour l'autre partie. Il est généralement mis en œuvre dans les villes où l'ancien réseau unitaire se révèle insuffisant face à l'augmentation des débits induites par l'expansion urbaine.

V.1.5 Système autonome :

C'est un système d'assainissement individuel, indépendant du réseau collectif. Ce type de dispositif est généralement mis en œuvre dans les zones rurales à faible densité de population, où l'installation de réseaux publics serait techniquement complexes et financièrement peu rentable.

V.1.6 Système composite :

Ce système constitue une adaptation de du réseau séparatif, qui permet, à l'aide d'aménagements définis, d'orienter une partie des eaux pluviales les plus polluées vers le réseau d'eaux usées pour qu'elles soient traitées avant leur rejet dans le milieu naturel.

V.2 Choix de système d'assainissement :

Le choix de type de système d'assainissement à mettre en place doit se faire en tenant compte plusieurs facteurs essentiels :

- L'emplacement du site ;
- Les caractéristiques du sol ;
- La population résidente ;
- Le budget disponible.

➤ Pour notre projet nous allons adopter un système séparatif pour les raisons suivantes :

- En vue de diminution de diamètres des collecteurs, le réseau séparatif aide à minimiser les diamètres dans ce cas ou le débit des eaux usées est trop petit par rapport le débit des eaux pluviales.
- L'agglomération de Sidi Serhane reçoit une forte intensité pluviale donc un débit des eaux pluviales important, pour cela nous allons récupérer ces eaux pour les réutiliser dans l'irrigation, ainsi en vue de diminution de diamètres des collecteurs.

V.3 Schémas d'évacuation :

Les schémas d'évacuation varient en fonction du système d'assainissement et de la topographie, nous distinguons divers schémas :

V.3.1 Schéma perpendiculaire :

Les eaux usées sont déversées directement dans le cours d'eau, sans passer par une station d'épuration. Ce schéma est appliqué lorsque le traitement n'est pas nécessaire, notamment dans le cas des eaux pluviales issus des systèmes séparatifs.

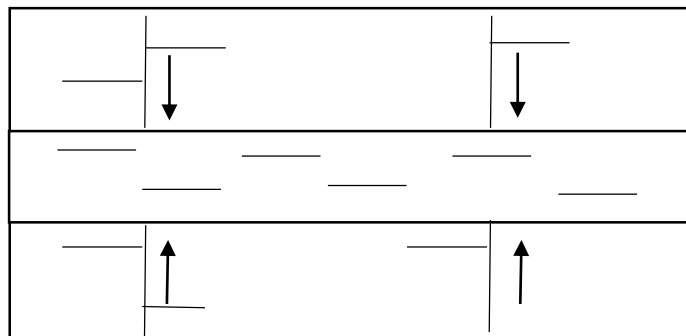


Figure V.1 : Schéma perpendiculaire

V.3.2 Schéma par déplacement latéral :

Il consiste à collecter les eaux usées dans un collecteur parallèle au cours d'eau. Ce schéma est mis en œuvre lorsqu'il est impératif de traiter les eaux usées, où lorsque leur acheminement vers un point de traitement centralisé est réalisable.

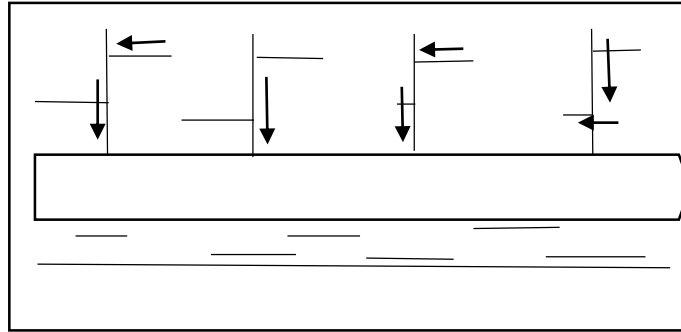


Figure V. 1: Schéma par déplacement latéral.

V.3.3 Schéma transversal ou oblique :

Ce schéma repose sur un réseau de collecteurs en ramification, facilitent le transport des effluents vers l'aval de l'agglomération. Il est généralement mis en œuvre dans les zones à pente modérée.

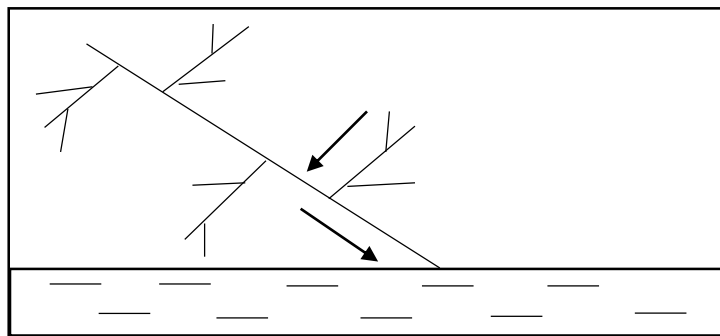


Figure V. 2: Schéma transversal ou oblique.

V.3.4 Schéma par zones étagées :

Ce schéma, reprend le principe du schéma par déplacement latéral, mais avec multiplication des collecteurs longitudinaux. Cette configuration permet une évacuation à plusieurs niveaux pour éviter la surcharge d'un seul collecteur.

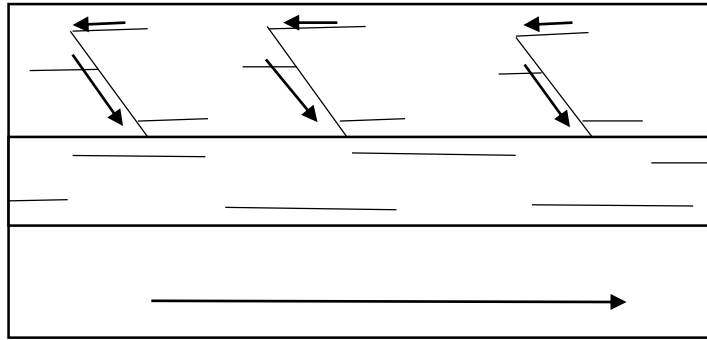


Figure V. 3:Schéma par zones étagées.

V.3.5 Schéma radial :

Le schéma radial convient généralement aux terrains plats. Il permet de centraliser les effluents en un ou plusieurs points, à partir desquels ils sont évacués, souvent par un système de relevage, vers un site situé en dehors de l'agglomération, tel qu'un cours d'eau récepteur ou une station d'épuration.

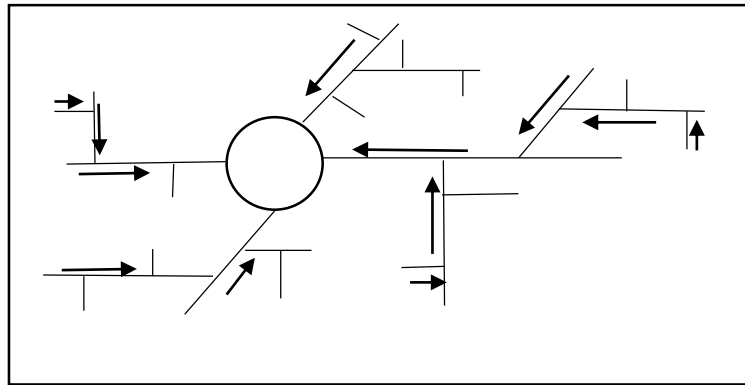


Figure V. 4:Schéma radial.

V.4 Choix de schéma d'évacuation :

- Pour notre projet, nous avons opté pour le schéma d'évacuation par déplacement latéral en vue de la pente favorable du terrain de la zone, et la distribution de la densité d'habitation.

V.5 Schémas d'emplacement de la STEP :

Pour implanter une station d'épuration en aval d'une agglomération il faut prendre en compte que le terrain est non inondable avec une bonne accessibilité et un rejet conforme à la réglementation. Il y a plusieurs types de ces combinaisons :

V.5.1 L'agglomération à connexion directe avec la STEP :

Dans notre projet, la station d'épuration reçoit uniquement les eaux usées domestiques, avec un débit relativement constant, les eaux pluviales sont évacuées directement vers un bassin de rétention. Donc cette connexion est favorable pour notre cas en présence d'une pente favorable.

Conclusion :

A travers ce chapitre, nous avons choisi le système séparatif pour évacuer les effluents de notre zone d'étude Sidi Serhane ainsi que le schéma de déplacement qui est un schéma de déplacement latéral, en tenant compte que cette étape est cruciale dans la planification des infrastructures d'assainissement, ainsi nous avons choisi l'emplacement de la station d'épuration qui sera placée loin du champ de captage des eaux utilisées pour l'alimentation d'eau potable pour éviter toute contamination.

CHAPITRE VI

Dimensionnement du réseau d'assainissement

CHAPITRE VI : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

Introduction :

Dès que les débits sont déterminés, la phase suivante consiste à procéder au dimensionnement et au calcul hydraulique du réseau qui sera projeté.

Ce réseau doit être idéalement auto-cureur, c'est-à-dire qu'il doit permettre l'évacuation naturelle des matières solides grâce au flux des eaux usées. Il faut éviter le dépôt de sable qui peut se produire à la moindre chute de vitesse. Les matières organiques doivent être évacuées pour éviter leur fermentation par dégagement de gaz susceptible d'attaquer la paroi de la canalisation. Dans ce qui suit et en fonction des caractéristiques de la structure de l'agglomération, nous proposons un dimensionnement d'un système séparatif qui est choisi pour notre agglomération dans le but de recueillir les eaux pluviales.

VI.1 Mode de dimensionnement des canalisations :

VI.1.1 Calcul de base :

L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre, le débit évacué est donné par le formule de continuité VI.1 :

$$Q = v \times S_m \quad (\text{VI.1})$$

Avec :

- Q : le débit capable de l'ouvrage (m^3/s) ;
- V : vitesse moyenne d'écoulement (m/s) ;
- S_m : Section mouillée (m^2).

➤ Les ouvrages seront dimensionnés en se basant sur la formule de Chézy qui est la suite :

$$V = C \times \sqrt{R_h * I} \quad (\text{VI.2})$$

Avec :

- C : Coefficient de Chezy, qui dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement, il est difficile de déterminer ce coefficient précisément;
- I : pente motrice de l'écoulement (m/m)
- R_h : Rayon hydraulique (m), donné par :

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \quad (\text{VI.3})$$

Où :

- P_m : le périmètre mouillé (m)

VI.1.2 Formule de Manning-Strickler :

- Le coefficient de Chézy est exprimé comme suit :

$$C = K \times R_h^{1/6} \quad (\text{VI.4})$$

Avec :

- K : coefficient de rugosité (de Manning Strickler), sa valeur dépend du type de l'ouvrage utilisé, son matériau et son état comme illustre le tableau VI.1 :

Tableau VI.1: Coefficient de rugosité en fonction du type de canalisation.

Type de canalisation ou matériau	n de Manning (s/m ^{1/3})	K de Strickler (m ^{1/3} /s)	Remarques
PVC (neuf)	0,009 à 0,011	70 à 111	Surface très lisse
Béton lisse (neuf)	0,012 à 0,015	66 à 83	Peut s'encrasser rapidement
Béton rugueux ou ancien	0,015 à 0,020	50 à 66	Rugosité augmentée par l'usure
Fonte (revêtue ou neuve)	0,011 à 0,013	77 à 91	Bonne durabilité
Fonte non revêtue, ancienne	0,015 à 0,017	59 à 66	Rouille ou dépôt fréquent
Tôle ondulée (galva ou acier)	0,022 à 0,027	37 à 45	Surface très irrégulière
Briques, maçonnerie	0,018 à 0,025	40 à 55	Joints irréguliers
Terre battue (naturelle)	0,020 à 0,030	33 à 50	Très variable selon conditions
Canal enherbé (bien entretenu)	0,030 à 0,050	20 à 33	Résistance accrue par la végétation
Canal rocheux, irrégulier	0,035 à 0,070	14 à 28	Forte turbulence
Conduite en acier (neuve)	0,011 à 0,013	77 à 91	Surface relativement lisse
PEHD (Polyéthylène haute densité)	0,009 à 0,012	83 à 111	Très bon comportement hydraulique

Source : (ENGEES)

- La vitesse de l'écoulement est exprimée par la relation VI.5 suivante :

$$V = K \times R_h^{2/3} \times I^{1/2} \quad (\text{VI.5})$$

- Le débit de dimensionnement de l'ouvrage est donc :

$$Q = K \times R_h^{2/3} \times I^{1/2} \times S_m \quad (\text{VI.6})$$

IV.1.3 Procédé de calcul :

1. Déterminer le débit et la pente de chaque tronçon.
2. Calcul du diamètre en utilisant l'expression (VI.7) suivante :

$$D_{cal} = \left[\frac{3.2 \times Q}{K \times \sqrt{I}} \right]^{3/8} \quad (VI.7)$$

Avec :

- D_{cal} : Diamètre calculé du collecteur en mm,
- Q : Débit évacué par le collecteur en m³/s,
- $K = 75$ pour la canalisation en béton.

3. Fixer le diamètre normalisé de la conduite « D_N »
4. Calculer la vitesse à pleine section V_{ps} à partir la relation (VI.5)

Pour un rayon hydraulique : $R_h = D_n/4$:

$$V_{ps} = K \times \left(\frac{D_n}{4} \right)^{2/3} \times I^{1/2} \quad (VI.8)$$

Avec :

- V_{ps} : vitesse d'écoulement en pleine section (m/s)
- D_n : Diamètre normalisé (mm),
- I : pente motrice (m/m).

5. Calcul du débit à pleine section :

$$Q_{ps} = V_{ps} \times \frac{\pi \times D_n^2}{4} \quad (VI.9)$$

6. Le rapport des débits :

$$r_Q = \frac{Q}{Q_{ps}} \quad (VI.10)$$

7. La vitesse réelle :

$$V = r_v \times v_{ps} \quad (VI.11)$$

Avec :

- rv : Rapport de vitesses

(VI.12)

IV.1.4 Formule de Bazin :

Le coefficient de Chézy est donné à son tour par la formule de Bazin (VI.15) suivante :

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R_h}}} \quad (\text{VI.13})$$

Avec :

- γ : Coefficient, variant selon la nature de matériau utilisé et les eaux transportées.
- 87 : c'est une constante empirique qui ajuste l'unité et la grandeur du coefficient de Chézy ($m^{\frac{1}{2}}/s$).
- 1 : permet d'assurer une valeur minimale pour le dénominateur même lorsque $R_h \rightarrow 0$.

IV.1.4.1 Réseau des eaux usées en système séparatif :

Au niveau des canalisations, une pellicule grasse se forme sur les parois, ce qui améliore les conditions d'écoulement. En conséquence, le coefficient γ de la relation de Bazin a été fixé à 0,25. Sur cette base, le coefficient de Chézy a été approximativement estimé à l'aide de l'expression (VI.16) suivante :

$$C = 70 \times R_h^{1/6} \quad (\text{VI.14})$$

Donc, la vitesse d'écoulement et le débit maximum de l'ouvrage sont représentés respectivement dans les équations (VI.15),(VI.16) suivantes :

$$V = 70 \times R_h^{2/3} \times I^{1/2} \quad (\text{VI.15})$$

$$Q = 70 \times R_h^{2/3} \times I^{1/2} \times S_m \quad (\text{VI.16})$$

- R_h : Rayon hydraulique (m),
- I : pente motrice de l'écoulement (m/m)
- S_m : Section mouillée (m^2).

IV.1.4.2 Réseau des eaux pluviales en système séparatif :

Le risque de sédimentation doit être pris en considération, ce qui implique un écoulement sur des parois présentant une rugosité partielle. Dans ce contexte, le coefficient γ de la formule de Bazin a été adopté avec une valeur de 0,46. Le coefficient de Chézy est exprimé par la relation (VI.19) suivante :

$$C = 60 \times R_h^{1/4} \quad (\text{VI.17})$$

Alors, la vitesse d'écoulement et le débit capable de l'ouvrage sont représentés respectivement par les équations (VI.18),(VI.20) suivantes :

$$V = 60 \times R_h^{3/4} \times I^{1/2} \quad (\text{VI.18})$$

$$Q = 60 \times R_h^{3/4} \times I^{1/2} \times S_m \quad (\text{VI.20})$$

VI.2 Conditions d'auto-curage :

VI.2.1 Réseau des eaux usées :

Dans le cas des réseaux d'eaux usées en système séparatif, il convient de respecter la condition suivante :

À pleine section ou à demi-section, une canalisation circulaire doit garantir une vitesse d'écoulement d'au moins 0,7 m/s (ou, en cas exceptionnel, au minimum 0,5 m/s).

Dans ces conditions, le rapport des vitesses est généralement proche de 1, ce qui permet de considérer que la vérification peut se limiter à la vitesse à pleine section, laquelle doit être supérieure ou égale à 0,7 m/s.

$$r_H = 0.5 \text{ ou } 1 \rightarrow r_V = \frac{V}{V_{ps}} \approx 1 \rightarrow V_{ps} = V$$

Nous pouvons aussi considéré que l'auto-curage est vérifié ou bien respecté si $V > 0.3 \text{ m/s}$, ce qui permet d'éviter le dépôt des matières organiques et fermentescibles.

VI.2.2 Réseau des eaux pluviales :

Un réseau d'eaux pluviales doit être auto-cureur, c'est-à-dire conçu de manière à évacuer les sédiments, notamment le sable, sous des débits fréquemment observés, afin de prévenir leur décantation et l'accumulation de dépôts, tout en évitant l'érosion des parois de la conduite.

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

Ces limites sont respectées avec :

$V_{ps} = 1 \text{ m/s}$ pour une section circulaire.

$$r_Q = 0.1 \rightarrow r_V = \frac{V}{V_{ps}} = 0.55 \rightarrow V_{ps} \geq 1 \text{ m/s}$$

$V_{ps} = 0.9 \text{ m/s}$ pour une section ovoïde.

VI.3 Normes d'écoulement et d'implantation :

VI.3.1 Canalisation des eaux usées :

- La forme circulaire est généralement privilégiée pour les conduites d'eaux usées.
- Le diamètre minimal requis est de 200 mm, afin de limiter les risques d'obstruction et d'assurer un entretien hydraulique satisfaisant.
- En amont du réseau, les conditions d'auto-curage sont difficiles à atteindre en raison de débits généralement faibles ; une pente minimale de 0,4 à 0,5 % est donc recommandée. En aval, une pente de 0,2 à 0,3 % est généralement suffisante.
- La profondeur minimale d'enfouissement des canalisations est fixée à 150cm.
- Bien que la vitesse maximale admissible dépende du matériau utilisé, il est recommandé de ne pas dépasser 4 m/s à pleine section pour prévenir l'abrasion des conduites. Cette limite est indiquée sur l'abaque. En cas de dépassement, il convient d'opter pour des matériaux dotés d'une meilleure résistance comme la fonte et le polyéthylène haute densité (PEHD).

VI.3.2 Canalisation des eaux pluviales :

- Pour prévenir les risques d'engorgement, le diamètre minimum des conduites circulaires d'eaux pluviales est fixé à 300 mm.
- Il est essentiel de prévoir, en amont, des pentes adéquates pour assurer l'autocurage, qui doit être supérieure à 0,5 %.
- Il est préférable d'éviter, dans la mesure du possible, le relèvement des eaux par pompage, en raison des débits potentiellement importants dans les réseaux d'eaux pluviales.
- La profondeur minimale d'enfouissement des canalisations reste fixée à 110 cm, inférieur au conduit d'AEP avec 30cm.
- De même que pour les eaux usées, il est préférable que la vitesse maximale à pleine section ne dépasse pas 4 m/s, afin de limiter les phénomènes d'abrasion. Cette limite est représentée sur les abaques.

VI.4 Résultats de dimensionnement :

Le dimensionnement des collecteurs ainsi que la détermination de leurs caractéristiques hydrauliques ont été réalisés conformément aux normes en vigueur et aux critères de conception définis précédemment (pentes minimales, vitesses limites, conditions d'autocurage, etc.).

Les résultats de ces calculs sont présentés de manière synthétique dans les deux tableaux dans l'annexe.

➤ Commentaires :

- Choix du diamètre : La majorité des tronçons utilisent des diamètres normalisés compatibles avec les débits à évacuer donc le passage de diamètre calculé (D_{calc}) au diamètre normalisé (D_{nor}) est justifié.
- La pente : les pentes sont généralement suffisantes, dans la majorité des cas supérieures à 0.5%, ce qui est favorable à l'auto-curage
- La vitesse d'écoulement :
 - Les vitesses réelles sont majoritairement supérieures à 0.6m/s
 - Les vitesses d'auto-curage sont vérifiées (supérieur à 0.6m/s dans les conduites des eaux pluviales et à 0.4m/s dans les conduites des eaux usées)
- La hauteur de remplissage H : les hauteurs de remplissage d'eau (H) sont également raisonnables par rapport au diamètres, ce qui confirme un bon taux de remplissage.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons traité l'aspect hydraulique du projet, en procédant au dimensionnement des collecteurs du réseau séparatif qui sont des diamètres variant entre 300mm et 1200mm dans le réseau d'eaux pluviales et de 300mm dans le réseau des eaux usées, tout en respectant l'ensemble des conditions de calcul définies précédemment.

Chapitre VII
Dimensionnement des ouvrages annexes

CHAPITRE VII : DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES ANNEXES

Introduction :

Tout système d'assainissement quelque soit sa nature nécessite le raccordement des ouvrages annexes qui contribuent efficacement à son fonctionnement hydraulique. Le type d'ouvrages annexes est fonction de la nature du système à adopter pour l'agglomération. A travers ce chapitre, nous allons proposer quelques ouvrages annexes qu'exige le système projeté ainsi que leurs dimensionnements hydrauliques. Parmi ces ouvrages, nous distinguons :

- Les ouvrages principaux, qui constituent l'ossature du réseau (collecteurs, stations de pompage, exutoires, etc.) ;
- Les ouvrages annexes, qui assurent des fonctions complémentaires ou spécifiques.

VII.1 Les ouvrages principaux :

Les ouvrages principaux sont constitués des dispositifs essentiels permettant l'acheminement des effluents jusqu'au point de rejet ou à la station d'épuration, tels que les collecteurs ainsi que les dispositifs de raccordement, tels que les joints.

VII.1.1 Les canalisations :

Les canalisations se présentent sous différentes formes, principalement préfabriquées en usine. On distingue :

- Les canalisations de forme cylindrique sont caractérisées par leur diamètre nominal (DN), correspondant au diamètre intérieur, exprimé en millimètres.
- Les conduites ovoïdes, également préfabriquées, identifiées par leur hauteur, généralement exprimée en centimètres ;
- Des ouvrages visitables, de plus grande section, permettant l'accès pour l'entretien et l'inspection du réseau.

VII.1.1 Caractéristiques nécessaires de canalisations :

Les canalisations d'assainissement doivent répondre à plusieurs caractéristiques essentielles afin d'assurer le bon fonctionnement, la durabilité et la sécurité du réseau. Voici les principales caractéristiques à prendre en compte :

- Une parfaite étanchéité afin d'éviter toute fuite ou infiltration ;
- Une bonne inertie chimique face aux agents polluants contenus dans les effluents ;
- Une épaisseur suffisante garantissant la résistance aux surcharges mécaniques ;
- Une faible rugosité interne, favorisant l'écoulement et limitant les pertes de charge.

VII.1.2 Types de canalisations :

Les conduites se déclinent en plusieurs types, en fonction du matériau de fabrication et leur destination (eaux usées, eaux pluviales, ou eaux mixtes). Les plus couramment employés sont présentés dans le tableau VII.1 ci-dessous.

Tableau VII. 1: Les différents types de matériaux de canalisations.

Matériau	Avantages	Inconvénients	Usages principaux
Béton armé	Solide, durable, bonne résistance mécanique	Lourd, nécessite engins de pose	Grands collecteurs, eaux pluviales
PVC (U-PVC)	Léger, facile à poser, bonne étanchéité	Sensible aux UV, moins résistant aux chocs	Réseaux d'eaux usées en gravitaire
PEHD	Très résistant à la corrosion et à l'abrasion	Dilatation thermique, coût plus élevé	Réseaux pression ou refoulement
Fonte ductile	Très résistante, adaptée aux fortes pressions	Coût élevé, pose plus complexe	Postes de refoulement, collecteurs sous pression
Grès vitrifié	Excellente résistance chimique, durable	Fragile aux chocs, plus lourd	Réseaux d'eaux usées agressives

Source : (Guide technique , FNDAE)

VII.1.3 Choix du type de canalisation :

La sélection des conduites d'assainissement doit prendre en compte plusieurs paramètres techniques et environnementaux, tels que :

- La pente naturelle du site, déterminante pour le régime d'écoulement et la vitesse de circulation des effluents, Les diamètres adoptés, en fonction des débits à évacuer et des conditions d'autocurage.
- La nature du sol traversé, qui peut imposer des contraintes de pose (sol meuble, rocheux, corrosif, etc.).
- La composition chimique des eaux usées, qui peut affecter la durabilité des matériaux utilisés.
- Les efforts extérieurs appliqués sur les conduites, notamment ceux liés au remblai ou la circulation en surface.

Pour notre projet, nous proposons des canalisations circulaires qui sont plus techniques que celles ovoïdes

VII.1.4 Les joints des conduites :

La sélection appropriée des joints dépend de la qualité du joint. Celui-ci doit être adapté à la nature des eaux transportées, à la stabilité du sol, ainsi qu'aux caractéristiques des conduites,

telles que le matériau, le diamètre et l'épaisseur. Pour les tuyaux en béton armé, plusieurs types de joints sont disponibles selon les besoins spécifiques, comme présenté dans le tableau suivant :

Tableau VII. 2: Types des joints.

Joint	Utilisation
Demi-emboitement	Dans les terrains stables il est muni de cordon de Bourrage de mortierenciment.
Collet	Dans les bon sols à pentes faibles.
Torique	Pour sols faible à condition que la pressionne sois élevée et aussi pour les terrains en pente grâce au jeude1cm
Plastique	Pour tous les sols à condition que la confection Sois bien faite et même si la conduit est en charge.

(Guide technique , FNDAE)

VII.1.5 Différentes actions supportées par la canalisation :

Les canalisations d'assainissement sont soumises à diverses sollicitations, généralement classées en trois grandes catégories : les contraintes mécaniques, les charges statiques et les agressions chimiques.

- Contraintes mécaniques : Ces actions résultent des frottements causés par les particules solides (graviers, sable) en suspension dans l'eau transportée. Ce phénomène peut entraîner l'érosion progressive des parois intérieures de la canalisation, réduisant sa durabilité.
- Charges statiques : Elles sont dues aux charges permanentes ou mobiles s'exerçant sur les conduites. Il s'agit notamment du poids du remblai, des mouvements d'eau dans les canalisations, ainsi que des charges liées à la circulation des véhicules en surface. Ces sollicitations peuvent provoquer des déformations ou des ruptures si le dimensionnement n'est pas adapté.
- Agressions chimiques : Ces actions surviennent généralement à l'intérieur des conduites et sont liées à la composition chimique des eaux usées, en particulier celles d'origine industrielle. La présence de certains agents chimiques peut entraîner une acidification de l'environnement (baisse du pH), favorisant le développement de bactéries acidophiles. Ces dernières peuvent générer du sulfure d'hydrogène (H_2S), qui se transforme en acide sulfurique, provoquant une corrosion importante des matériaux.

VII.1.6 Protection de la canalisation :

Les moyens de lutte contre les différentes actions mécaniques, statiques et chimiques auxquelles sont exposées les canalisations peuvent être résumés :

- Réduire au maximum le temps de rétention des eaux usées dans les conduites, pour limiter la stagnation.
- Éliminer régulièrement les dépôts accumulés dans les canalisations, car ils favorisent le développement de fermentations anaérobies (H_2S).
- Protéger les parois intérieures des canalisations par un revêtement en ciment résistant aux agents agressifs (ciment sulfaté ou ciment limoneux), avec un dosage adapté de 300 à 350 kg/m³ de béton ;
- Prévenir l'entrée de sables dans le réseau en contrôlant l'implantation et la conception des bouches d'égout ;
- Procéder à un rinçage périodique des conduites pour évacuer les dépôts et préserver leur efficacité hydraulique.

VII.2 Les ouvrages annexes :

Ces ouvrages jouent un rôle essentiel dans l'exploitation efficace et durable des réseaux d'égouts. Bien qu'ils soient nombreux, leur importance ne doit pas être sous-estimée, car ils remplissent des fonctions variées et complémentaires. Ils permettent notamment :

- La collecte des effluents à différents points du réseau,
- L'accès au système pour les opérations d'entretien et d'inspection,
- L'optimisation des coûts grâce à la réduction des besoins en surdimensionnement.

Ces ouvrages sont généralement classés en deux grandes catégories :

- Les ouvrages courants, utilisés de manière standard dans l'ensemble des réseaux d'assainissement,
- Les ouvrages spéciaux, conçus pour répondre à des situations particulières.

VII.2.1 Les ouvrages courants (dites normaux) :

Les ouvrages courants sont indispensables, Installés en tête ou sur le tracé du réseau, ils facilitent les interventions de maintenance et d'inspection, tout en assurant une circulation hydraulique optimale.

VII.2.1.1 Les branchements de service :

Les conduites de branchement sont des canalisations de diamètre inférieur à celui du collecteur principal. Elles assurent la connexion entre le réseau vertical d'eaux usées et pluviales des immeubles et la canalisation publique.

Le raccordement au collecteur peut se faire perpendiculairement en présence d'une galerie visitable, ou plus généralement sous un angle de 60°, afin de ne pas perturber l'écoulement dans les conduites non visitables.

Le tracé de la conduite doit présenter une pente d'environ 3 %, garantissant un écoulement gravitaire efficace et un bon rinçage de la canalisation. (Pr, Salah.Boualem)

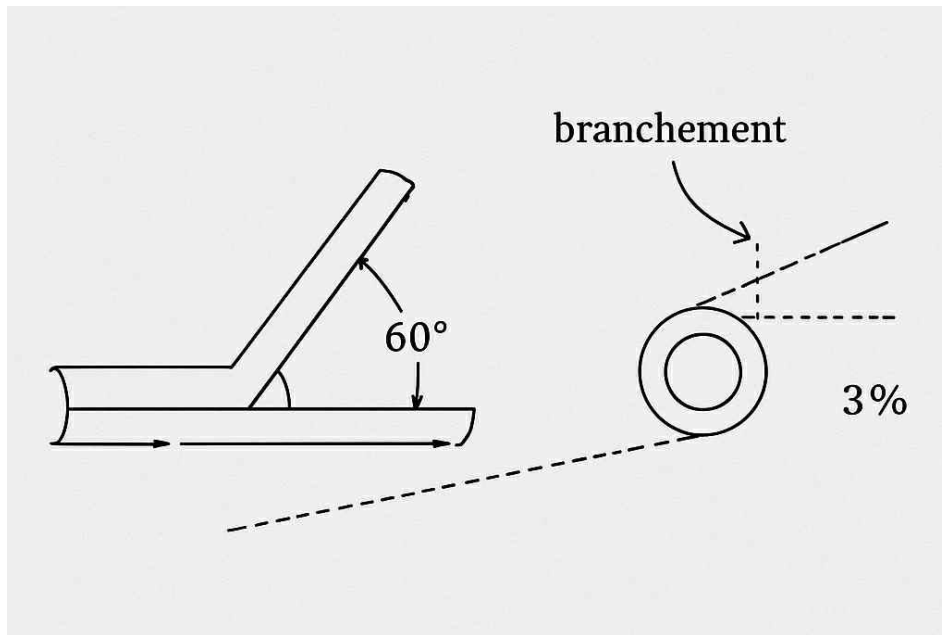


Figure VII.1: Un branchement pour une canalisation verticale des bâtiments.

VII.2.1.2 Les ouvrages de surface :

- Les dispositifs de recueilles :
- Les caniveaux sont des aménagements linéaires en bordure de chaussée, servant à canaliser les eaux pluviales vers les dispositifs de collecte, tels que les avaloirs.

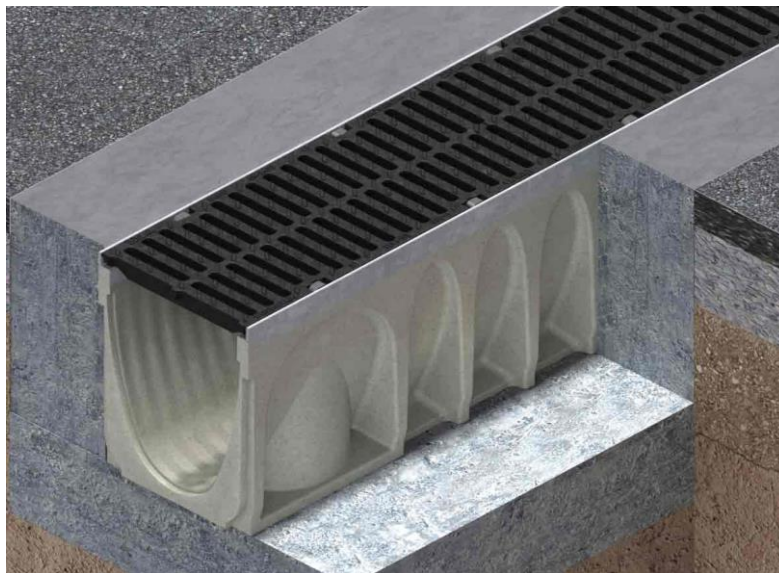


Figure VII. 2: Caniveau.

(BIANUCCI, Matériaux-Caniveaux de voirie)

- Les bouches d'égouts : également appelées avaloirs, est un élément spécifique aux réseaux d'égouts pluviaux et unitaires. Afin de recueillir les eaux de ruissellement en surface, généralement en bordure de chaussée, pour les diriger vers le réseau d'assainissement. Les

bouches d'égout sont le plus souvent installées aux points bas des caniveaux, là où l'eau tend naturellement à s'accumuler.

- L'espacement moyen entre deux bouches d'égout est de l'ordre de 50 mètres. La section d'entrée de chaque bouche est dimensionnée en fonction de cette distance, afin de garantir la captation efficace du débit d'orage provenant de l'amont.
- On distingue deux principaux types de bouches d'égout selon le mode de captation :
 - À captation verticale.
 - À captation latérale.

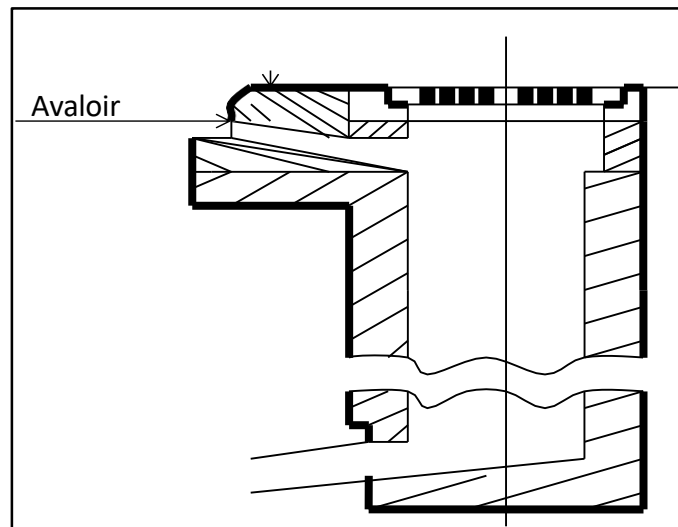


Figure VII.3: Bouche d'égout en absorption par le côté latéral.

VII.2.1.3 Les regards :

Le regard constitue un élément clé du réseau d'assainissement. Il permet l'accès aux conduites pour les opérations d'entretien, d'inspection ou de curage. De plus, il joue un rôle important dans la ventilation du réseau, facilitant ainsi l'évacuation des gaz produits par la décomposition des matières organiques, certains étant nauséabonds, toxiques ou même explosifs, comme le méthane (CH_4), le dioxyde de carbone (CO_2) ou l'ammoniac (NH_3). Il existe plusieurs types de regards, chacun remplissant une fonction spécifique selon sa position ou son usage dans le réseau.

- Regards de tête : Ces regards sont installés à l'amont immédiat du collecteur principal assurant le raccordement des abonnés et facilitent de curage du réseau par la chasse, notamment dans les secteurs à faible pente.
- Regards de visite : Destinés à l'inspection, à l'entretien et à la surveillance du réseau d'assainissement, ces ouvrages sont installés aux emplacements clés suivants :
 - À chaque raccordement entre collecteurs,
 - Aux points de changement de direction du tracé,
 - Lors de toute modification de pente,
 - En cas de variation du diamètre des conduites.

De manière générale, ils sont espacés tous les 20-50 mètres, selon le diamètre du collecteur.

- Regards de chute : On trouve ces ouvrages dans les zones à pente importante. Ils visent à ralentir la vitesse de l'écoulement des eaux dans le réseau, afin d'éviter qu'elle ne dépasse la limite maximale d'auto-curage, généralement fixée à 4 m/s pour les conduites en béton.
- Regard latéral : Implanté lorsque l'axe de la voirie est encombré du VRD ou des collecteurs avec des diamètres importants.
- Regard double : Généralement mis en œuvre dans les réseaux en système séparatif.

Remarque :

Dans notre cas, le choix s'est porté sur l'utilisation de regards doubles espacés entre eux de 25 à 50 mètres en fonction de la pente de terrain naturel. Cette solution a été adoptée principalement pour des raisons esthétiques, afin d'offrir une meilleure intégration dans l'environnement urbain. En plus de l'aspect visuel, les regards doubles peuvent également faciliter l'entretien en offrant un accès élargi aux réseaux et en améliorant la répartition des charges sur la structure.

VII.2.2 Les ouvrages spéciaux

VII.2.2.1 Bassin de retenue d'eau pluviale :

L'évacuation des eaux pluviales peut nécessiter des ouvrages de grande capacité, qui, dans le cas de réseaux dimensionnés pour des crues décennales, ne sont pleinement sollicités que quelques heures tous les dix ans. Pour optimiser ces aménagements, les solutions modernes privilégient la mise en place de bassins de retenue, destinés à réguler les débits d'eaux pluviales de manière temporaire.

Ces bassins doivent répondre à plusieurs objectifs, notamment :

- Une intégration harmonieuse dans le tissu urbain ;
- Le respect des critères de qualité pour l'usage prévu ;
- La protection du milieu récepteur situé en aval.

Dans le cadre de notre projet, l'aménagement d'un bassin de retenue de type bassin sec est proposé, en maçonnerie rectangulaire (voir figure VI.5). Ce dispositif ne se remplit qu'en cas de fortes pluies et reste vide en temps normal. Il est plus économique et peut être intégré efficacement avec une étude hydrologique adaptée.



Figure VII. 4: Exemple d'un bassin de retenue sec.

➤ Son emplacement :

Généralement ce type de bassin est aménagé en zone basse de l'agglomération, en aval du réseau d'assainissement pour capter le flux de ruissellement

➤ Soin particulier lors de la conception et l'exploitation :

Pour assurer le bon fonctionnement et la durabilité des bassins de retenue projetés, plusieurs mesures techniques et d'entretien doivent être prévues :

- Les bassins seront revêtus de géo-membranes plastiques afin de garantir une étanchéité optimale.
- Un programme de curage périodique doit être mis en place pour éviter l'accumulation de sédiments et de matières organiques.
- L'inclinaison des radiers, tant à l'entrée qu'à la sortie, est indispensable pour faciliter l'écoulement des eaux et l'entretien des ouvrages.
- Une surveillance régulière est recommandée pour détecter la présence de flottants, d'hydrocarbures ou d'algues.
- L'installation d'un dégrilleur en amont, complété si nécessaire par un filtre à gravier, permettra de retenir les huiles, graisses et autres matières polluantes.
- Des dispositifs de lutte contre les rongeurs, tels que pièges ou produits spécifiques, doivent être envisagés pour éviter qu'ils ne creusent des galeries dans les digues, compromettant ainsi leur stabilité.
- L'introduction de plantes aquatiques capables d'absorber l'azote et le phosphore est efficace dans l'absorption de l'azote et du phosphore, pour prévenir la prolifération algale.

➤ Méthode pratique des calculs (méthode des volumes) :

Cette approche est basée sur l'analyse statistique des quantités pluviométriques. Elle tient compte de l'ensemble des événements pluvieux possibles, en intégrant leur fréquence et leur intensité. Les hauteurs d'eau équivalentes à stocker sont déterminées pour un épisode pluvieux donné, en calculant la différence entre la hauteur d'eau totale reçue et celle écoulée à l'exutoire pendant le même intervalle de temps. Cette méthode repose sur l'hypothèse que le débit de fuite Q est sensiblement constant au cours de l'épisode, ce qui permet de simplifier les calculs et d'estimer la capacité de stockage nécessaire en fonction des caractéristiques hydrologiques du bassin versant.

$$q = Q/S_a \quad (\text{VII.1})$$

Avec :

- q : Débit de fonctionnement en mm/h ;
- Q : Débit de fuite en m³/h ;
- S_a : Surface active en ha.

- Calcul de la surface active :

En pratique, l'analyse du coefficient d'apport n'est pas évidente, car il dépend de plusieurs facteurs tels que les pertes d'eau en chemin, l'infiltration, les délais d'arrivée, etc. Contrairement au coefficient de ruissellement, le coefficient d'apport est généralement inférieur et varie couramment entre 0.05 et 0.6. Dans le cadre de notre projet, nous avons retenu une valeur de $C_a=0.5$. Nous faisons l'hypothèse que le bassin est alimenté par l'apport des eaux provenant de la canalisation principale du réseau pluvial, laquelle draine une surface imperméabilisée d'environ 10 hectares.

$$S_a = S * C_a \quad (\text{VII.2})$$

Avec :

- S_a : Surface active en ha ;
- C_a : Coefficient d'apport ;
- S : Surface totale concernée en ha.

$$S_a = 10 * 0.5$$

$$S_a = 5 \text{ ha}$$

- Choix du débit de fuite :

Le débit de fuite est le débit sortant du bassin de retenue, ou bien la quantité d'eau que l'on autorise à s'évacuer progressivement vers l'exutoire, pendant et après un épisode pluvieux. Nous proposons un débit de fuite Q qui est égale à 10mm/h, donc :

$$q = 2 \text{ mm/h}$$

À l'aide de l'abaque en annexe, et pour une période de retour de 10 ans, on détermine la hauteur d'eau h_a (exprimée en mm) correspondant à la capacité spécifique de stockage, en fonction du débit de fuite choisi.

$$h_a = 33 \text{ mm}$$

- Le volume de bassin est donné par la relation VII.3 suivante :

$$V_B = 10 \times S_a \times h_a \quad (\text{VII.3})$$

$$V_B = 1650 \text{ m}^3$$

Pour tenir compte du temps nécessaire pour atteindre le débit de fuite, on majore le volume d'une valeur équivalente à 0,17 V_B . Le volume total du bassin sera donc :

$$V_T = 0.17 \times V_B + V_B = 1.17 \times V_B \quad (\text{VII.4})$$

Donc :

$$V_T = 1930.5 \text{ m}^3$$

Conclusion :

Ce chapitre a permis de présenter les différents éléments qui composent un réseau d'égout, en soulignant l'importance d'un choix pertinent des conduites afin de garantir un fonctionnement optimal du système. Dans le cadre de notre projet, nous avons retenu l'utilisation de canalisations circulaires en béton aussi bien pour le réseau d'eaux usées que pour celui des eaux pluviales. De plus, l'implantation de 167 regards a été prévue, ainsi qu'un bassin de retenue destiné à la gestion des eaux pluviales et à limiter les risques d'inondation.

CHAPITRE VIII
Dimensionnement de la station d'épuration

CHAPITRE VIII : DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'EPURATION

Introduction :

L'agglomération de Sidi Serhane n'est pas dotée d'une STEP, actuellement les effluents de toute nature confondue sont rejetés directement vers le milieu naturel (exutoire). Il a été constaté que l'alimentation en eau potable se fait à partir du champ de captage constitué de forages. Ce champ de captage, d'après notre visite sur site, se trouve bien loin de l'endroit choisi pour l'implantation de la STEP, Afin d'éviter la pollution des eaux souterraine en cas d'un pompage intense. Notre étude consiste à projeter une station d'épuration en vue de traiter les eaux usées rejetés par l'agglomération. D'après les constatations l'implantation de la STEP sera à l'aval de l'agglomération.

VIII.1 Analyse chimique et bactériologique des effluents rejetés :

L'analyse des effluents rejetés par une agglomération est un outil de diagnostic, de contrôle et de prévention indispensable pour assurer une gestion durable et responsable des eaux usées. Elle essentielle pour des raisons environnementales, sanitaires, réglementaires et techniques :

- Protéger l'environnement.
- Prévenir les risques sanitaires.
- Surveiller les rejets industriels.

Les résultats de l'analyse des eaux usées de la zone de Sidi Serhane sont illustrés dans le tableau VIII.1 suivant :

Tableau VIII.1: Résultats de l'analyse chimique et bactériologique.

Paramètre	Unité	Résultat
Température	°C	22
pH	-	7,2
DCO	mg O ₂ /L	888
DBO ₅	mg O ₂ /L	580
MES	mg/L	283
Azote Kjeldahl	mg/L	12
Phosphates (PO ₄ ³⁻)	mg/L	2,3

VIII.2 Choix de l'emplacement de la station :

Le choix de l'emplacement d'une station d'épuration doit impérativement tenir compte de la présence d'un champ de captage destiné à l'alimentation en eau potable. La protection de cette ressource est une priorité absolue dans tout projet d'assainissement. Le bon emplacement d'une STEP garantit le bon fonctionnement de la station, qui doit suivre les critères suivants :

- La proximité de l'exutoire (milieu naturel) et du réseau d'assainissement.
- L'éloignement des habitations pour limiter les nuisances olfactives, sonores et visuelles.
- Implantée sur un terrain stable non inondable.

Pour notre cas, La STEP sera implantée en aval du réseau d'assainissement, à la sortie de l'agglomération, étant donné que l'écoulement des eaux dans le réseau est tributaire de la pente. Afin d'améliorer le fonctionnement de système d'évacuation et vue la pente favorable du relief nous avons opté pour la connexion directe entre l'agglomération et la STEP qui est constituée des ouvrages selon le schéma de la figure VIII.1

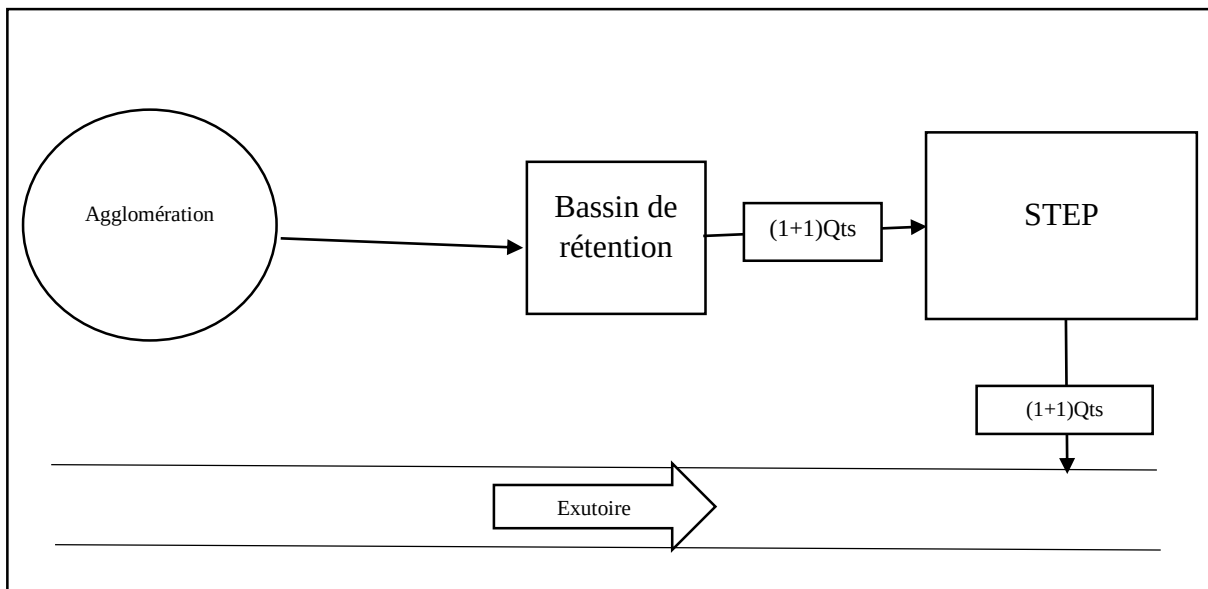


Figure VIII. 1: Schéma d'une connexion directe de l'agglomération et la STEP.

VIII.3 Dimensionnement des ouvrages de la STEP :

VIII.3.1 Calcul de base :

Estimation des débits :

D'après les calculs élaborés au sein du chapitre IV, le débit moyen journalier et de pointe total des eaux usées sont :

$$Q_{moy.j.tot}^{EU} = 6027.90 \text{ m}^3/j$$

$$Q_{pt.tot}^{EU} = 0.12 \text{ m}^3/s = 432 \text{ m}^3/h$$

- Le débit diurne :

$$Q_{md} = \frac{Q_{pt.tot}^{EU}}{16} \quad (VIII.1)$$

$$Q_{md} = 27 \text{ m}^3 / \text{h}$$

VIII.3.2 Evaluation des charges polluantes :

On calcule les charges polluantes à partir des résultats des analyses des eaux usées qui sont :

- MES= 283 mg/l
- DCO= 888 mgO₂/l
- DBO₅ = 580 mgO₂/l

La charge moyenne journalière en DBO₅ :

$$L_0 = C_{DBO5} \times Q_{moy.j.tot}^{EU} \quad (VIII.2)$$

Avec :

- L_0 : la charge moyenne journalière en DBO₅ (kg/j) ;
- C_{DBO5} : La concentration en DBO₅ moyenne (kg/m³) ;
- $Q_{moy.j.tot}^{EU}$: le débit moyen journalier en (m³/j).

Donc :

$$L_0 = 580 \times 10^{-3} \times 6027.90$$

$$L_0 = 3496 \text{ kg/j}$$

La charge moyenne journalière en DCO :

$$L_0 = C_{DCO} \times Q_{moy.j.tot}^{EU} \quad (VIII.3)$$

$$L_0 = 5352.77 \text{ kg/j}$$

La charge moyenne journalière en MES :

$$N_0 = C_{MES} \times Q_{moy.j.tot}^{EU} \quad (VIII.4)$$

Avec :

- N_0 : La charge moyenne journalière en MES.

$$N_0 = 1706 \text{ kg/j}$$

VIII.3.3 Dimensionnement des ouvrages du prétraitement :

On prévoit les prétraitements pour alléger les traitements ultérieurs, ainsi que pour protéger les différents équipements de la station.

Le Dégrillage :

Pour le calcul des paramètres de la grille, on utilise la méthode de KIRSCHMER

- Largeur de la grille :

$$L = \frac{S \cdot \sin \alpha}{h_{max}(1-\beta) \cdot \delta} \quad (\text{VIII.5})$$

Avec :

- L : largeur de la grille (m)
- h_{max} : hauteur maximum admissible de l'eau sur la grille, égale à 1m ;
- α : Angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontale (nous prenons 60°)
- β : fraction de la surface occupée par les barreaux.

$$\beta = \frac{d}{d+e} \quad (\text{VIII.6})$$

Tel que :

- d : épaisseur des barreaux (6cm);
- e : espacement entre les barreaux (0.5cm) ;
- δ : coefficient de colmatage de la grille (pour notre cas nous prenons 0.5 pour un dégrillage automatique).
- S : Surface de passage de l'effluent (m2).

$$S = \frac{Q_{pt.tot}^{EU}}{V} \quad (\text{VIII.6})$$

- V : vitesse de passage de l'effluent à travers la grille ($v=0.8\text{m/s}$).

Donc la largeur est égale à :

$$L = 1.82\text{m}$$

- Les pertes de charge Δ_h

Elles peuvent être calculées par la formule suivante :

$$\Delta_h = \frac{\beta \cdot d^{4/3}}{e^{4/3}} \times \frac{v^2}{2g} \times \sin \alpha \quad (\text{VIII.7})$$

Avec :

- Δ_h : les pertes de charge (m) ;
- β : coefficient dépendant de la forme des barreaux (1.79 pour la section circulaire) ;
- g : accélération de la pesanteur (m/s^2).

$$\Delta_h = 0.22\text{m}$$

Dessableur – déshuileur :

Le bassin de dessablage-déshuilage proposé est de type rectangulaire.

- Le volume :

Le volume est calculé à partir le débit de temps de séjour de 4 minutes.

$$T_{\text{séjour}} = 4 \text{ minutes} = 0.07 \text{ h}$$

$$V = Q_{pt.tot}^{EU} \cdot ts \quad (\text{VIII.8})$$

$$V = 30.24 \text{ m}^3$$

- La surface horizontale du bassin :

$$S = V/h \quad (\text{VIII.9})$$

On prend $h=2\text{m}$

Donc : $S = 15.12 \text{ m}^2$

- La longueur et la largeur :

On a : $L = 2 \cdot l \quad (\text{VIII.10})$

$$l = \sqrt{\frac{S}{2}} = 2.74 \text{ m}$$

$$L = 5.5 \text{ m}$$

- Le volume d'air à insuffler dans le dessableur :

La quantité d'air à insuffler dans le dessableur varie de 1 à 1.5 m³ d'air/m³ d'eau.

$$q_{\text{air}} = Q_{\text{pt.tot}}^{EU} \times V \text{ (m}^3/\text{h)} \quad (\text{VIII.11})$$

Nous prenons $V=1.5\text{m}^3$ d'air/m³ d'eau

$$q_{\text{air}} = 10.8 \text{ m}^3/\text{h}$$

- Les charges polluantes à la sortie du dessableur :

Les MES contiennent 30% de MM (matières minérales) et 70% de MVS (matières volatiles en suspension), c'est-à-dire :

$$\text{MES} = 70\% \text{MVS} + 30\% \text{MMS} = 978 \text{ kg/j}$$

$$\text{MMS}_{\text{sortie}} = 30\% * \text{MMS}_{\text{entrée}} \quad (\text{VIII.12})$$

Donc :

$$\text{MVS} = 1194 \text{ kg/j}$$

$$\text{MMS} = 511.77 \text{ kg/j}$$

$$\text{MMS}_{\text{sortie}} = 153.53 \text{ kg/j}$$

Le dessableur permet d'éliminer 70% de MES totale

$$\text{MES}_{\text{éliminé}} = 1194 + 153.53 = 1347.53 \text{ kg /j}$$

$$\text{MES}_{\text{restants}} = 1706 - 1347.53 = 358.47 \text{ kg/j}$$

VIII.3.4 Dimensionnement des ouvrages de traitement primaire :

Dimensionnement de décanteur primaire :

Les eaux provenant du dessabler-déshuileur, doivent passer par le décanteur primaire avant d'arriver au bassin d'aération, en plus ce dernier élimine 35% de la DBO5 et 60% de MES.

Nous optons pour un décanteur d'une forme circulaire, donc le volume est donné par la formule :

$$V = Q_{pt.tot}^{EU} * t_s \quad (m^3) \quad (VIII.13)$$

- t_s : temps de séjour (égal à 1.5h)

$$V=648 \text{ m}^3$$

➤ La surface horizontale :

Pour calculer la surface horizontale nous devons calculer d'abord le coefficient de charge surfacique K :

$$K = \frac{Q_{pt.tot}^{EU}}{Q_{moy.j.tot}^{EU}} \quad (VIII.14)$$

$$K = 1.74$$

Selon le tableau suivant :

Tableau VIII. 2: Les valeurs de vitesse limite en fonction du coefficient K.

K	Vlim recommandée (m/h)
1-3	2
3-4	3
4-6	4
6-8	6
8-10	8

Pour notre cas :

$$V_{lim} = 2 \text{ m/h}$$

Donc :

$$S_h = \frac{Q_{pt.tot}^{EU}}{2} \quad (VIII.15)$$

$$S_h = 216 \text{ m}^2$$

- La hauteur du bassin :

$$H = \frac{V}{S} \quad \longrightarrow \quad H = 3\text{m}$$

On ajoute 0.75m pour la revanche donc $H=3.75\text{m}$

- Diamètre du bassin :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S}{\pi}} \quad \longrightarrow \quad D = 16\text{m}$$

- Calcul de la quantité des boues éliminés :

Sachant que le décanteur primaire élimine environ 35% de DBO5 et environ 60% de matière en suspension, les charges éliminées sont données de :

$$DBO5_{\text{éliminé}} = 35\% \cdot 3496 = 1223.6 \text{ kg/j}$$

$$MES_{\text{éliminé}} = 60\% \cdot 1347.53 = 808.52 \text{ kg/j}$$

Figure VIII. 2: Récapitulatif de dimensionnement du décanteur primaire.

Volume (m3)	H (m)	D (m)	$DBO5_{\text{éliminé}}$ (kg/j)	$MES_{\text{éliminé}}$ (kg/j)
648	3.75	16	1223.6	808.52

VIII.3.5 Dimensionnement des ouvrages de traitement secondaire :

Le traitement biologique est réalisé dans un ensemble complet qui comprend :

- Les bassins d'aération ;
- Les décanteurs secondaires (clarificateur).

Dimensionnement de bassin d'aération :

Le procédé proposé repose sur le principe des boues activées en charge moyenne. Le bassin d'aération retenu est de forme rectangulaire ; il reçoit les eaux usées prétraitées, ayant déjà subi une décantation primaire.

- Les charges :

- La charge massique :

En aération prolongée, la charge massique (C_m) varie de $0.2 \leq C_m \leq 0.5 \text{ Kg DBO5/Kg Mvs.j}$

- La charge volumique :

En aération prolongée, la charge massique (C_v) varie de $0.6 \leq C_m \leq 1.5 \text{ Kg DBO5/m}^3 \text{ /j}$

Nous prenons les valeurs suivantes :

- Pour C_m : $C_m = 0.3 \text{ Kg DBO5/Kg Mvs.j}$
- Pour C_v : $C_v = 1 \text{ Kg DBO5/m}^3 \text{ /j}$

- La charge en DBO5 à l'entrée de bassin d'aération est :

$$L'_0 = 3496 - 1223.6 \quad \longrightarrow \quad L'_0 = 2272.4 \text{ kg/j}$$

- Concentration de l'effluent en DBO5 :

$$S_0 = \frac{L'_0}{Q_{moy.j.tot}^{EU}} \quad (\text{VIII.16})$$

$$S_0 = 0.37 \text{ kg/m}^3$$

- La charge en DBO5 à la sortie du bassin :

La concentration (S_f) à la sortie doit être conforme aux normes de rejet établies par (L'OMS) (Organisation Mondiale de la Santé) qui est fixée à 30 mg/l de DBO5.

D'où la charge à la sortie :

$$L_s = S_f * Q_{moy.j.tot}^{EU} * 10^{-3} \quad (\text{VIII.17})$$

$$L_s = 180.84 \text{ kg DBO5/j}$$

La charge en DBO5 éliminée :

$$L_e = L'_0 - L_s \quad (\text{VIII.18})$$

$$L_e = 2091.56 \text{ Kg/j}$$

- Rendement recherché :

$$R = \frac{L'_0 - L_s}{L'_0} * 100 \quad (\text{VIII.19})$$

$$R = 92\%$$

- Volume du bassin :

Le volume du bassin est donné par la relation (VIII.20) suivante :

$$V = \frac{L'_0}{C_v} \quad (\text{VIII.20})$$

$$V = 2272.4 \text{ m}^3$$

- La masse de boues dans le bassin :

$$X_t = \frac{L'_0}{C_m} \quad (\text{VIII.21})$$

$$X_t = 7574.67 \text{ kg}$$

- Concentration des boues dans le bassin :

$$[Xa] = \frac{X_t}{V} \quad (\text{VIII.22})$$

$$[Xa] = 3.33 \text{ kg/m}^3$$

- Dimensions du bassin :

- La hauteur : généralement comprise entre 3 et 5m, nous prenons $H=4m$.
- La hauteur de revanche : généralement supérieure à 80cm, nous prenons $h=80cm$
- La surface horizontale :

$$S_h = V/H \quad (VIII.23)$$

$$S_h = 473.42 \text{ m}^2$$

- La largeur du bassin :

$$l = \sqrt{\frac{S_h}{2}} \quad (VIII.24)$$

$$l = 15.38m$$

- La longueur du bassin :

$$L = \frac{S_h}{l} \quad (VIII.25)$$

$$L = 30.78 \text{ m}$$

- Temps de séjour :

$$T_s = \frac{V}{Q_{pt.tot}^{EU}} \quad (VIII.26)$$

$$T_s = 5.26h = 5 \text{ heures et } 15 \text{ minutes}$$

- Besoins en oxygène :

Dans le traitement par boues activées, les bactéries ont besoin d'oxygène, à la fois pour dégrader la pollution organique et pour assurer leur propre survie à travers la respiration endogène

1. Les besoins théoriques en oxygène :

La quantité théorique d'oxygène est la somme de celle nécessaire à la synthèse plus celle nécessaire à la respiration endogène, elle est donnée par la relation (VIII.27) suivante :

$$q_{O_2} = a' L_e + b' X_a \quad (VIII.27)$$

Avec :

- q_{O_2} : Besoins en oxygène (Kg/j) ;
- X_a : quantité de MVS présente par jour dans le bassin (kg) ;
- a' : Coefficient déterminant de la fraction d'oxygène consommée Pour fournir l'énergie de synthèse de la matière vivante, il dépend de la charge massique pris égale à 0.56 ;
- b' : Coefficient cinétique de respiration endogène pris égale à 0.085.

Donc :

$$q_{O_2} = 1272.76 \text{ kg } O_2/j$$

2. Quantité horaire d'oxygène nécessaire :

$$q_h = \frac{q_{O_2}}{24} \quad (VIII.28)$$

$$q_h = 53 \text{ kg } O_2/h$$

3. Quantité d'oxygène nécessaire pour $1m^3$ de bassin :

$$q_b = \frac{q_{O_2}}{V} \quad (\text{VIII.29})$$

$$q_b = 0.56 \text{ Kg}/m^3j$$

4. La quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe :

$$q_{O_2pte} = (a' L_e / Td) + (b' X_a / 24) \quad (\text{VIII.30})$$

- Td : période diurne en heures Td= 16h

D'où : $q_{O_2pte} = 77.43 \text{ kg/h}$

➤ Les besoins réels d'oxygène en cas de pointe :

En réalité, le transfert de l'air atmosphérique vers l'eau à épurer est freiné par la présence de matières en suspension (MES) et de substances tensioactives dans les eaux usées. Pour passer des conditions théoriques à celles rencontrées en situation réelle, on utilise des coefficients correcteurs qui permettent d'ajuster les paramètres du transfert d'oxygène.

$$q_{O_2 \text{ réel}} = \frac{q_{O_2}}{\alpha \cdot \beta} \quad (\text{VIII.31})$$

$$\alpha = \frac{C_s(\text{eau usée})}{C_s(\text{eau épure})} = 0,8 \quad (\text{VIII.32})$$

- $0,8 \leq \beta \leq 0,95$, Donc $\beta = 0,85$

$$q_{O_2 \text{ réel}} = \frac{1272.76}{0,85 \cdot 0,8} = 1871.70 \text{ kgO}_2/j$$

- Détermination des caractéristiques de l'aérateur :

- Calcul de la puissance de l'aération nécessaire (E_n)

Les apports spécifiques des aérateurs de surface ont souvent été compris entre 1 et 2 $\text{kg O}_2 / \text{kwh}$

$$E_n = \frac{q_{O_2 \text{ réel}}}{E_a} \quad (\text{VIII.33})$$

Avec :

- E_n : Puissance de l'aération nécessaire (kw) ;
- E_a : quantité d'eau par unité de puissance prise égale à 1.5.

$$E_n = 52 \text{ kw}$$

- La puissance de brassage :

$$E_b = S_h \times P_a \quad (\text{VIII.34})$$

Avec :

- S_h : Surface horizontale de bassin d'aération (m^2) ;
- P_a : Puissance par m^2 du bassin d'aération, prise égale à $P_a = 80 \text{ w}/m^2$

$$E_b = 37.87 \text{ Kw}$$

- Nombre d'aérateurs :

$$n = \frac{E_n}{E_b} \quad (\text{VIII.35})$$

$$n = 2 \text{ aérateurs}$$

➤ Bilan des boues :

- Calcul de la quantité des boues en excès :

La quantité des boues en excès est déterminé par la relation suivante :

$$\Delta X = X_{min} + X_{dur} + a_m L_e - b X_a - X_{eff} \quad (\text{VIII.36})$$

Avec :

- X_{min} : Boues minérales (25% de MES) ;
- X_{dur} : Boues difficilement biodégradable ; représentent 30% de MVS ;
- a_m : Coefficient de rendement cellulaire égal à 0.6 ;
- L_e : Quantité de DBO5 à éliminer (kg/j);
- b : Fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène tel que $b=0.07$;
- X_a : Masse totale de MVS dans le bassin (kg) ;
- X_{eff} : Fuite de MES avec l'effluent dépend des normes de rejet, prise égale à 30mg/l ;

La charge en MES est égale à 808.52 kg/j

$$X_{min} = 0.25 * 808.52 = 202.13 \text{ kg/j}$$

$$X_{dur} = 0.3 * (0.7 * 808.52) = 169.79 \text{ kg/j}$$

$$a_m L_e = 0.6 * 1223.6 = 734.16 \text{ kg/j}$$

$$b X_a = 0.07 * 3.33 = 0.23 \text{ kg/j}$$

$$X_{eff} = 0.03 * 6027.9 = 180.8 \text{ kg/j}$$

Donc : $\Delta X = 925.05 \text{ kg/j}$

- Concentration des boues en excès :

$$X_m = \frac{1200}{I_m} \quad (\text{VIII.37})$$

- I_m : L'indice de MOHLMAN indique la bonne décantation des boues s'il se trouve dans la fourchette (100-150) ; De plus cet indice représente le volume occupé par un gramme de poids sec de boues après décantation d'une demi-heure dans une éprouvette de 1 litre pris égale à 125. Donc :

$$X_m = 9.6 \text{ kg/m}^3$$

- Le débit de boues en excès :

Ce débit est donné par la relation suivante :

$$Q_{excès} = \frac{\Delta X}{X_m} \quad (\text{VIII.38})$$

$$Q_{excès} = 96.35 \text{ m}^3/\text{j}$$

- Le débit spécifique par m^3 du bassin :

$$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V} \quad (\text{VIII.39})$$

$$q_{sp} = 0.40 \text{ kg/m}^3$$

- Le débit des boues recyclées :

Le taux de recyclage peut varier de 15 à 100% de débit de l'effluent produit, Il est donné par la relation suivante :

$$R = \frac{100 * [X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]} \quad (\text{VIII.40})$$

Avec :

- X_a : concentration des boues dans le bassin.

Donc : $R = 52.38\%$

$$Q_r = R * Q_{moy.j.tot}^{EU} \quad (\text{VIII.41})$$

$$Q_r = 3157.41 \text{ m}^3/\text{j}$$

- Age de boues :

L'âge des boues est défini comme étant le rapport entre la quantité de boues présentes dans le bassin d'aération et la quantité de boues retirées quotidiennement.

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X_2} \quad (\text{VIII.42})$$

$$A_b = 2 \text{ jours}$$

Dimensionnement du décanteur secondaire (Clarificateur) :

Nous avons opté pour un décanteur de forme circulaire, équipé d'un pont racleur de fond et de surface. Ce dispositif permet de diriger les boues vers des fosses d'accumulation, d'où elles sont reprises pour être soit recyclées, soit extraites en cas d'excès.

- Le volume du décanteur secondaire est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$V = Q_{pt.tot}^{EU} * T_s \quad (\text{VIII.43})$$

Avec :

- T_s : Temps de séjour, pris égale à 1.5h.

Donc : $V = 648 \text{ m}^3$

- Hauteur du clarificateur :

La hauteur de clarificateur varie de 3 à 5m, nous prenons $H=4m$.

- La surface horizontale du clarificateur :

$$S_h = V/H \quad (\text{VIII.44})$$

$$S_h = 162 \text{ m}^2$$

- Le diamètre du clarificateur :

Il est donné par la relation (VIII.45) suivante :

$$D = \sqrt{\frac{4*V}{\pi*H}} \quad (\text{VIII.45})$$

$$D = 14.36 \text{ m}$$

Figure VIII. 3: Récapitulatif de dimensionnement du décanteur Secondaire.

Le volume (m^3)	La hauteur (m)	Le diamètre (m)
648	4	14.36

Conclusion :

À l'issue de ce chapitre, nous avons procédé au dimensionnement des différents ouvrages composant la station d'épuration, en tenant compte des débits à traiter, des charges polluantes, ainsi que des normes de rejet en vigueur.

Chaque étape du traitement, du prétraitement à la clarification finale, a été dimensionnée de manière à garantir une efficacité optimale, tout en assurant la fiabilité et la pérennité de l'installation. Le choix des volumes, des surfaces et des équipements s'est appuyé sur les résultats des calculs techniques, adaptés aux caractéristiques spécifiques des eaux usées à traiter.

Ce dimensionnement représente une étape clé pour garantir l'efficacité hydraulique et biologique de la STEP, et constitue une base fiable pour la réalisation concrète du projet.

Chapitre VIII
Organisation de chantier

CHAPITRE VIII : ORGANISATION DE CHANTIER

Introduction :

Au sein de ce chapitre, nous abordons la réalisation d'un système d'évacuation séparatif, d'un bassin de retenue et d'une station d'épuration (STEP). Afin d'assurer la qualité des travaux, de respecter les délais et d'optimiser les coûts, une organisation de chantier méthodique a été mise en place. Celle-ci permet de structurer les différentes phases du projet en définissant un planning précis, en estimant les besoins en main-d'œuvre, en identifiant les ressources matérielles nécessaires (matériaux, engins, équipements) et en assurant un enchaînement cohérent des tâches.

VIII.1 Etapes de réalisation d'un projet :

La mise en place des canalisations doit s'effectuer selon une série d'étapes bien définies, indispensables pour assurer la qualité d'exécution et le bon déroulement du projet.

VIII.1.1 Manutention et stockage :

➤ Manutention :

La manutention désigne l'ensemble des opérations visant à déplacer ou maintenir une charge, comprenant la pose, le levage, la traction, la poussée, le port ou le déplacement, qui nécessite des efforts physiques ou mécaniques. Pour préserver l'intégrité des conduites durant le transport, il est essentiel d'éviter tout choc, en particulier au niveau des extrémités, ainsi que tout déchargement brutal sur le sol, afin de prévenir les fissurations ou détériorations.

➤ Stockage :

Le stockage du matériel doit répondre à un certain nombre de consignes strictes afin de garantir la qualité et la sécurité des éléments avant leur mise en œuvre :

- L'aire de stockage doit être plane, stable et correctement nivelée pour éviter toute déformation ou roulage des conduites.
- Les collecteurs en béton doivent être stockés sur un sol stable, à plat et à l'abri de l'humidité excessive, avec des conditions spécifiques pour éviter les fissures ou affaissements.
- Il est impératif de protéger les conduites contre tout contact avec des produits chimiques, solvants ou huiles, qui pourraient altérer leurs propriétés mécaniques ou chimiques.

VIII.1.2 Décapage de terre végétale :

C'est une étape préliminaire qui consiste à retirer les 10 premiers centimètres du sol, riches en matière organique végétale.

VIII.1.3 Exécution des tranchées et fouilles de regards :

La largeur de la tranchée est déterminée par plusieurs facteurs :

- Les diamètres extérieurs et le type d'emboîtement des tuyaux,

- La fondation nécessaire,
- L'espace minimal requis entre la canalisation et les parois pour assurer une pose correcte et un remblai latéral suffisamment compact,
- La profondeur de pose,
- L'espace disponible pour réaliser les travaux,
- La nature du terrain rencontré,
- L'abri d'un blindage si les travaux de terrassements ne sont pas réalisés.

➤ **Choix de la tranchée :**

Pour notre situation spécifique, le choix d'une tranchée rectangulaire s'est imposé pour la pose des collecteurs d'eaux usées et pluviales, en raison de la nature du terrain rencontrée, classée comme terrain ordinaire, c'est-à-dire relativement stable, homogène et sans risques particuliers de glissement ou d'effondrement.

VIII.1.4 Aménagement du lit de sable :

La pose des conduites s'effectuera sur un lit de sable, rigoureusement nivelé selon le profil en long. Le sable devra présenter un taux de fines ($\leq 0,1 \text{ mm}$) $\geq 12 \%$. En sol instable, des mesures correctives (béton de propreté, dalles de répétition) seront appliquées.

VIII.1.5 Emplacement des piquets :

Les piquets de jalonnement doivent être implantés à chaque emplacement prévu pour un regard, à chaque changement de direction ou de pente, ainsi qu'aux points de branchement ou de jonction des canalisations, en respectant fidèlement le tracé défini sur le plan de masse.

VIII.1.6 Pose de canalisation :

Lors de la pose des canalisations, les recommandations suivantes doivent impérativement être respectées afin de garantir une installation durable, stable et conforme aux règles de l'art :

- Éviter la pose sur tasseaux : Il est interdit de poser les tuyaux sur des tasseaux, car ceux-ci concentrent les efforts d'écrasement et induisent une flexion longitudinale nuisible à la canalisation.
- Préparer un fond de fouille rectiligne : Le fond de la tranchée doit être parfaitement nivelé et rectiligne, afin que les tuyaux reposent uniformément sur toute leur longueur.
- Aménagement pour emboîtement par collet extérieur : Lorsque les tuyaux sont munis de collets extérieurs, le fond de fouille doit être localement creusé sous les collets pour éviter tout point d'appui direct au niveau de ceux-ci.
- Travailler sur fouille sèche : Les tuyaux doivent impérativement être posés sur un fond de fouille sec.

- Élimination des points durs : Il est nécessaire d'enlever toutes les aspérités du fond de la tranchée (grosses pierres, crêtes rocheuses, maçonneries anciennes, etc.), qui pourraient agir comme des tasseaux naturels.
- Sol rocheux : Dans ce cas, approfondir la fouille de 15 à 20 cm et réaliser un lit de pose bien damé avec des matériaux pulvérulents. À défaut, un bain fluant de mortier peut être utilisé pour stabiliser la pose.
- Sol meuble, marécageux ou organique : Prévoir un appui renforcé en béton, éventuellement sur pieux, ou procéder au remplacement du sol par un matériau plus stable et porteur.
- Terrains humides ou sujets au ruissellement : Confectionner un lit d'appui en matériaux pulvérulents permettant un bon drainage, afin d'éviter toute accumulation d'eau.
- Surface d'appui minimale : Idéalement, les tuyaux doivent reposer sur un arc d'appui représentant au minimum un quart de leur circonférence extérieure. Plus le diamètre du tuyau est important, plus cette surface d'appui doit être soigneusement préparée.

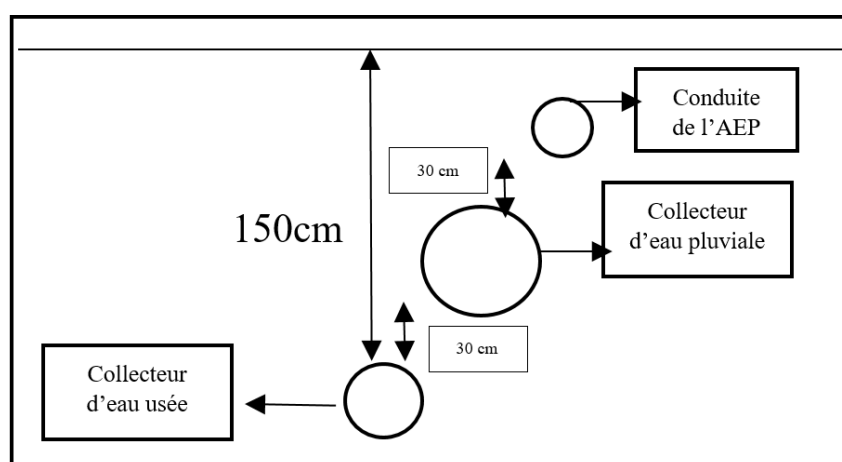


Figure VIII. 1: La pose de canalisation.

VIII.1.7 Centrage des collecteurs :

Les conduites sont posées sur un lit de sable nivelé, avec un centrage rigoureux dans la tranchée afin d'assurer leur stabilité, une bonne répartition des charges et un remblaiement uniforme. Des butées doivent également être réalisées pour maintenir les conduites en position alignée pour éviter leur mouvement d'enroulement tout déplacement lors du remplissage ou de la mise en service.

VIII.1.8 Assemblage de canalisations :

Cette opération dépend de la section, de la forme et du matériau du tuyau. Elle débute par l'insertion de l'embout mâle dans le manchon du tuyau précédent. L'extrémité est d'abord engagée doucement dans l'ouverture afin d'assurer un emboîtement progressif et sans contrainte. Pour les tuyaux de grand diamètre, il est plus facile d'assurer le centrage en plaçant provisoirement une cale en bois dans le manchon. L'emboîtement peut ensuite se faire par traction ou poussée.

VIII.1.9 Essai d'étanchéité :

Cet essai doit être effectué par canalisations formées de deux à trois tronçons n'excédant pas 200 mètres, dans les plus brefs délais après la pose. En cas de collage, un délai minimum de 48 heures après le dernier assemblage doit être respecté. L'essai s'effectue en injectant de l'eau et de l'air dans le collecteur. L'essai à la fumée se fait en absence du vent et que la conduite ne soit pas mouillée extérieurement.

VIII.1.10 La réalisation des regards :

Sont généralement de forme cubique, en fonction de la profondeur des tranchées leurs dimensions se varient. Ils peuvent être réalisés sur place en béton armé, mais il existe également des regards préfabriqués.

La construction d'un regard se déroule en plusieurs étapes successives, comme suit :

- Réglage et préparation du fond de fouille ;
- Mise en place de la couche de béton de propreté ;
- Pose du ferrailage du radier ;
- Bétonnage du radier ;
- Ferrailage, coffrage des parois ;
- Bétonnage, décoffrage des parois ;
- Ferrailage de la dalle de couverture ;
- Coffrage, bétonnage et décoffrage de la dalle.

VIII.1.11 Construction des branchements de service :

Un branchement est constitué, de l'aval vers l'amont, des éléments suivants :

Le branchement se compose d'une conduite raccordée en amont à la boîte de branchement et connectée en aval à la canalisation principale, généralement par le haut de celle-ci, au niveau d'un regard. Cette conduite, posée avec une pente minimale de 3 %, peut inclure un regard de contrôle selon les besoins.

VIII.1.12 Remblai et compactage :

Cette opération est réalisée avec un matériau similaire à celui utilisé pour le remblayage latéral, afin de garantir la stabilité de la canalisation.

VIII.2 Choix des engins :

VIII.2.1 Engins pour le décapage :

Pour le décapage de la terre végétale sur les terrains faciles à travailler, on utilise une niveleuse. Cet engin est composé d'un tracteur à quatre roues, dont deux sont prolongées vers l'avant. Il est équipé d'une lame montée sur une couronne, pouvant pivoter et se déplacer dans toutes les directions selon l'axe de la machine. Dans les terrains difficiles on utilise le « Bulldozer »

VIII.2.2 Pour l'excavation des tranchées :

On utilise une pelle mécanique équipée en rétro pour les travaux de terrassement. Les pelles sont des engins polyvalents, adaptés à tous types de terrains, et principalement utilisées pour l'exécution des déblais ainsi que leur chargement. Sur les terrains difficiles, il est recommandé d'utiliser une pelle à chenilles, offrant une meilleure stabilité et une plus grande capacité de traction.

VIII.2.3 Pour le remblaiement des tranchées :

Pour les grands travaux de ce type, l'engin le plus adapté est le chargeur. Les chargeurs sont des tracteurs équipés à l'avant de deux bras articulés, actionnés par des vérins hydrauliques, supportant un godet destiné au chargement des matériaux. Lorsque les travaux sont de moindre envergure, on privilégie l'utilisation d'un rétrochargeur, plus compact et polyvalent, combinant les fonctions de pelle et de chargeur.

VIII.2.4 Pour le compactage :

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

VIII.3 Détermination des différents volumes :

VIII.3.1 Volume de décapage de la terre végétale :

$$V_{déc} = H_{cv} \times L \times B_{cv} \quad (\text{VIII.1})$$

Avec :

- H_{cv} : Profondeur du couche végétale (m) ;
- B_{cv} : Largeur du couche végétale (m) ;
- L : Longueur totale d'une tranchée (m).

VIII.3.2 Volumes du déblai des tranchées :

$$V_d = H \times L \times B \quad (\text{VIII.2})$$

Avec :

- H : Profondeur du tranchée (m) ;
- L : longueur du tranchée (m) ;
- B : Largeur du tranchée (m).

VIII.3.3 Volume utile du lit de sable :

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

Avec :

- e : épaisseur du lit de sable (m^3) ;
- L : longueur du tranchée (m) ;

- B : Largeur du tranchée (m).

VIII.3.4 Volume totale occupé par les canalisations :

$$V_{cond} = \left(\pi * \frac{D_{ext}}{4} \right) * L \quad (VIII.4)$$

Avec :

- D_{ext} : Diamètre extérieur d'une canalisation (m) ;
- L : Longueur de la tranchée(m).

VIII.3.5 Volume d'enrobage :

$$V_e = H_e \times L \times B \quad (VIII.5)$$

Avec :

- H_e : la hauteur de l'enrobage (m) ;
- L : Longueur de la tranchée (m) ;
- B : Largeur de la tranchée (m).

VIII.3.6 Volume de remblai de la protection :

$$V_{remb} = V_d - (V_{cond} + V_{dec} + V_{ls}) \quad (VIII.6)$$

VIII.3.7 Volume du sol excédentaire :

$$V_{exce} = V_f - V_{remb} \quad (VIII.7)$$

Avec :

- V_f : Volume du sol foisonné en m³.

Calculé par la formule (VIII.8) suivante :

$$V_f = V_d * K_f \quad (VIII.8)$$

Sachant que :

- K_f : Coefficient de foisonnement en fonction de la nature du sol pris égale à 1.25.

VIII.4 Devis quantitatif et estimatif :

VIII.4.1 Réseau des eaux pluviales :

Tableau VIII.1: Les différents volumes en fonction de la longueur et le diamètre de chaque collecteur du réseau des eaux usées.

D (mm)	Longueur (m)	Volume de décapage (m3)	Volume du déblai (m3)	volume occupé par la conduite (m3)	Lit de pose (m3)	Enrobage (m3)	Remblai de la tranchée (m3)
200	165	19.8	297	25.905	6.6	16.5	244.695
300	275	35.75	536.25	64.7625	16.5	41.25	419.2375
400	755	105.7	1585.5	237.07	60.4	151	1182.33
500	720	108	1620	282.6	72	180	1157.4
600	945	151.2	2268	445.095	113.4	283.5	1558.305
700	245	41.65	624.75	134.6275	34.3	85.75	414.1725
800	675	121.5	1822.5	423.9	108	270	1169.1
900	375	71.25	1068.75	264.9375	67.5	168.75	665.0625
1000	180	36	540	141.3	36	90	326.7
1100	50	10.5	157.5	43.175	11	27.5	92.825
1200	25	5.5	82.5	23.55	6	15	47.45
Somme	4410	706.85	10602.75	2086.9225	531.7	1329.25	7277.2775

Tableau VIII.2:Devis estimatif et quantitatif du réseau d'évacuation des eaux pluviales.

N°	Désignation des travaux	unité	Quantité	prix unitaire (DA)	montant
A	Travaux de terrassements				
1	Déblai	m ³	10602.75	1000	10602750
2	Lit de pose	m ³	531.7	1500	797550
3	Enrobage	m ³	1329.25	120	159510
4	Remblai de la tranchée	m ³	7277.2775	600	4366366.5
B	Canalisation				
1	135A-200	ml	165	2400	396000
2	135A-300	ml	275	3850	1058750
3	135A-400	ml	755	7200	5436000
4	135A-500	ml	720	8500	6120000
5	135A-600	ml	945	9000	8505000
6	135A-700	ml	245	9500	2327500
7	135A-800	ml	675	9800	6615000
8	135A-900	ml	375	11300	4237500
9	135A-1000	ml	180	11850	2133000
10	135A-1100	ml	50	13640	682000
11	135A-1200	ml	25	15230	380750
C	Construction				
1	Regard	u	167	35000	5845000
THT					59662676.5
TVA 19%					11335908.54
TTC					70998585.04

VIII.4.2 Réseau des eaux usées :

Tableau VIII. 3: Les différents volumes en fonction de la longueur et le diamètre de chaque collecteur du réseau des eaux pluviales.

D (mm)	Longueur (m)	Volume de décapage (m3)	Volume du déblai (m3)	volume occupé par la conduite (m3)	Lit de pose (m3)	Enrobage (m3)	Remblai de la tranchée (m3)
200	4033	483.96	7259.4	633.181	161.32	403.3	5980.939
300	670	87.1	1306.5	157.785	40.2	100.5	1021.415
Somme	4703	571.06	8565.9	790.966	201.52	503.8	7002.354

Tableau VIII.4: Devis estimatif et quantitatif du réseau d'évacuation des eaux usées.

N°	Désignation des travaux	unité	Quantité	prix unitaire (DA)	montant
A	Travaux de terrassements				
1	Déblai	m ³	8565.9	1000	8565900
2	Lit de pose	m ³	201.52	1500	302280
3	Enrobage	m ³	503.8	120	60456
4	Rembali de la tranchée	m ³	7002.354	600	4201412.4
B	Canalisation				
1	200	ml	4033	2400	9679200
2	300	ml	670	3850	2579500
C	Construction				
	Regard	u	167	35000	5845000
THT					31233748.4
TVA 19%					5934412.2
TTC					37168160.6

N°	Désignation des travaux	unité	Quantité	prix unitaire (DA)	montant
A	Travaux de terrassements				
1	Déblai	m ³	8565.9	1000	8565900
2	Lit de pose	m ³	201.52	1500	302280
3	Enrobage	m ³	503.8	120	60456
4	Rembali de la tranchée	m ³	7002.354	600	4201412.4
B	Canalisation				
1	200	ml	4033	2400	9679200
2	300	ml	670	3850	2579500
C	Construction				
	Regard	u	167	35000	5845000
THT					31233748.4
TVA 19%					5934412.2
TTC					37168160.6

VIII.4.3 La station d'épuration et le bassin de rétention :

Dans notre cas, en vue de manque des données, nous avons estimé le prix total des travaux d'implantation de la station d'épuration est égale à 25000000.00 DA.

VIII.5 Planification des travaux :

VIII.5.1 Définition :

Il s'agit d'une activité visant à identifier, organiser et planifier les différentes tâches d'un projet, tout en définissant les profils requis pour leur exécution. En d'autres termes, c'est un outil mis à la disposition du responsable opérationnel afin d'optimiser l'efficacité de son intervention.

Les objectifs principaux du planning sont :

- La mise en place des postes de travail ;
- Le suivi en temps réel de l'avancement ;

- L'analyse détaillée des tâches ;
- La mesure des temps d'exécution ;
- L'optimisation et la simplification des méthodes employées.

VIII.5.2 Techniques de la planification :

On distingue deux grandes catégories de méthodes de planification :

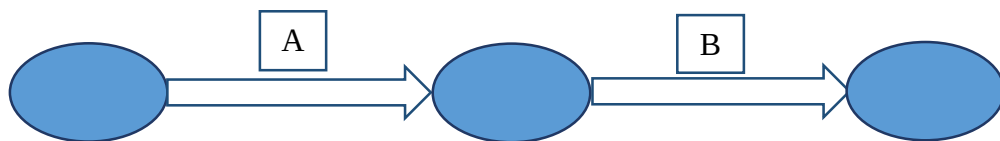
- Les méthodes fondées sur l'utilisation de réseaux ;
- Les méthodes basées sur des représentations graphiques.

VIII.5.2.1 Techniques fondées sur l'utilisation de réseaux :

- Définition :

Le réseau constitue une représentation graphique du projet, permettant de visualiser les relations entre les différentes opérations. Celles-ci peuvent être successives, simultanées ou convergentes, et leur durée de réalisation y est également indiquée. On distingue principalement deux types de réseaux :

- Réseau à flèches : Dans ce type de réseau, chaque opération est représentée par une flèche, tandis que les nœuds symbolisent les enchaînements ou les relations de succession entre les opérations.



L'opération A précède de l'opération B.

- Réseau à nœuds : Ici, chaque opération est représentée par un nœud, tandis que les flèches indiquent l'enchaînement ou la dépendance entre les différentes opérations.



L'exécution de l'opération B est conditionnée par l'achèvement total de l'opération A.

- Construction du réseau :

Pour construire un réseau de planification, six étapes essentielles doivent être suivies :

- Élaboration de la liste des tâches : Cette première étape consiste à recenser de manière exhaustive et détaillée l'ensemble des opérations nécessaires à la réalisation du projet.
- Identification des antériorités : Une fois la liste des tâches établie, il est nécessaire de déterminer les relations d'antériorité entre elles. Cette étape peut s'avérer complexe, car il n'est pas toujours évident de savoir si les opérations doivent se succéder ou converger vers une même tâche.

- Construction des graphes partiels : Cette étape consiste à représenter graphiquement des sous-ensembles cohérents de tâches ayant entre elles des relations d'enchaînement clairement identifiées.
- Regroupement des graphes partiels : Une fois les graphes partiels établis, ils sont rassemblés afin de former une structure cohérente représentant l'ensemble du projet.
- Identification des tâches de début et de fin : Il est alors nécessaire de repérer les opérations qui marquent le démarrage du projet ainsi que celles qui en déterminent la fin.
- Élaboration du réseau global : Enfin, toutes les informations recueillies sont synthétisées sous forme d'un réseau unique, illustrant l'ensemble des tâches, leurs relations et les enchaînements nécessaires à la réalisation complète du projet.

- **Diverses approches basées sur le réseau :**

- Méthode CPM (Critical path method) :

L'objectif de cette méthode est d'optimiser les délais de réalisation d'un ouvrage en s'appuyant sur trois phases principales :

1. Détermination des effectifs nécessaires à l'exécution de la tâche concernée.
2. Analyse systématique du réseau en fonction de l'unité de temps choisie (heure, jour, etc.), afin de suivre l'avancement de manière précise.
3. Adaptation du réseau aux contraintes spécifiques ou aux conditions particulières définies par l'entreprise.

- Méthode PERT (Program Evaluation and Review Technical) :

Il s'agit d'une technique d'ordonnancement et de contrôle des tâches, qui consiste à organiser sous forme de réseau un ensemble d'opérations. Celles-ci, en étant liées par des relations de dépendance et de chronologie, contribuent collectivement à la réalisation d'un produit fini.

- **Diverses approches basées sur le graphique :**

- Méthode linéaire (ligne of balance technic) : Cette méthode est spécialement conçue pour la planification de projets de construction comportant des travaux de nature répétitive.
- Méthode à barres : Repose sur l'élaboration de deux réseaux distincts, accompagnés d'un diagramme à barres servant de plan de travail.

- **Les étapes clés de la planification d'un projet :**

La planification est un processus qui définit la ligne de conduite à suivre pour l'exécution des travaux. Elle se décompose en plusieurs étapes essentielles, à savoir :

- **Collection des informations**

L'élaboration d'une synthèse des informations issues d'analyses comparatives permet une utilisation optimale du plan de réalisation du projet.

- **Décomposition du projet :**

Cette étape revêt une importance particulière, car un projet peut être analysé sous différents angles. À ce stade, chaque tâche se voit attribuer un responsable ainsi que les ressources matérielles nécessaires à sa réalisation.

- **Coordination des tâches :**

Deux types de relations fondamentales existent entre les tâches lors de l'exécution d'un projet, la première concerne l'enchaînement logique, indispensable au bon déroulement des opérations, tandis que la seconde relève d'un enchaînement préférentiel, basé sur des choix d'organisation ou de méthode.

- **Choix de la méthode :**

Le choix de la méthode de calcul dépend principalement du type d'ouvrage à réaliser. Lorsqu'il s'agit d'opérations successives, comme c'est le cas ici, il est recommandé d'opter pour la méthode CPM (Critical Path Method).

- Paramètres de calcul de la méthode CPM :

Les paramètres essentiels à prendre en compte pour l'application de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

- TR : Temps de réalisation ;
- DCP : Date de commencement le plutôt ;
- DCP : Date de commencement le plus tard ;
- DFP : Date de finition le plutôt ;
- DFPP : Date de finition le plus tard ;
- MT : La marge totale, tel que :

$$DFP = DCP + TR \quad ; \quad DCPP = DFPP - TR$$

- **Le chemin critique (CC) :**

C'est le chemin qui détermine la durée totale de réalisation du projet (DTP), en reliant les opérations dont la marge totale est nulle. Ainsi, pour identifier le chemin critique, il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$MT=0 \quad ; \quad \sum tr_{cc} = DTP$$

- **Diagramme de Gant :**

Le diagramme de Gantt, largement utilisé en gestion de projet, constitue l'un des outils les plus efficaces pour représenter visuellement l'avancement des différentes tâches d'un projet. Sur ce diagramme, la colonne de gauche liste l'ensemble des tâches à réaliser, tandis que la ligne supérieure indique les unités de temps adaptées au projet (jours, semaines, mois, etc.). Chaque tâche est représentée par une barre horizontale dont la position et la longueur traduisent respectivement la date de début, la durée et la date de fin. Ce type de représentation permet de visualiser rapidement :

- L'ensemble des tâches à effectuer ;
- Les dates de début et de fin de chaque tâche ;
- La durée prévue pour chaque opération ;
- Les éventuels chevauchements entre les tâches, ainsi que leur durée ;
- La période globale de réalisation du projet.

En résumé, le diagramme de Gantt fournit un aperçu clair du calendrier d'exécution des tâches nécessaires à la bonne conduite du projet.

- Établissement du réseau d'activités suivant la méthode CPM :

La méthode CPM (Critical Path Method) est une technique de planification qui vise à optimiser la durée et le coût de réalisation d'un projet, tout en améliorant l'efficacité du travail. Pour construire le réseau, il est d'abord nécessaire d'identifier l'ensemble des tâches à exécuter. Celles-ci sont répertoriées dans le tableau (VIII.5) suivant :

Tableau VIII. 5: Liste des opérations avec leurs durées.

Désignation de l'opération	Code	Durée (jours)
Installation du chantier	A	15
Implantation et piquetage	B	20
Terrassement (tranchée)	C	25
Pose du lit de pose	D	30
Pose des tuyaux	E	15
Pose des regards	F	18
Remblaiement initial	J	15
Essais d'étanchéité	H	10
Remblaiement final	I	7
Déménagement du chantier	G	15

Le tableau (VIII.6) suivant présente chaque tâche accompagnée des opérations qu'elle précède dans le déroulement des travaux.

Tableau VIII.6: Successions des taches

Travaux	Opération	Durée
Décapage de la terre végétale	A	15
Excavation de la tranchée	C	60
Transport de sable	D	20
Ferraillage d'acier	F	10
Bétonnage	F	25
Soudage des conduites	H	60
L'enrobage	I	15
Compactage des tranchées	G	10

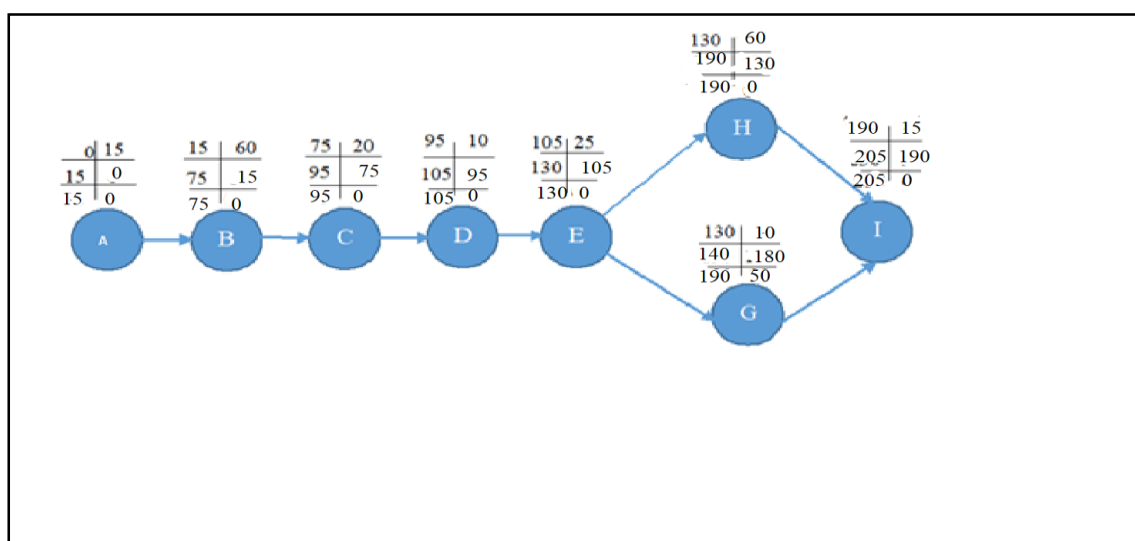


Figure VIII.2:Réseau à nœuds.

- Calcul des chemins critiques :

Le chemin critique correspond à la séquence d'opérations ayant une marge totale nulle, et détermine ainsi la durée globale du projet (DTR). Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau (VIII.7) suivant

Tableau VIII. 7: Détermination des chemins critiques.

Opération	TR	DCP		DFP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	15	0	15	0	15	0
B	60	15	75	15	75	0
C	20	75	95	75	95	0
D	10	95	105	95	105	0
E	25	105	130	105	130	0
G	10	130	140	130	140	0
H	15	190	205	190	205	0
I	10	220	230	220	230	0

Tableau VIII. 8: Diagramme de Gantt.

Travaux		Calendrier															
Opération	Durée (jours)	Ordre de déroulement des travaux	15	30	45	60	75	90	105	120	135	150	165	180	195	210	225
A	15																
B	60																
C	20																
D	10																
E	25																
G	60																
H	90																
I	10																

- Pour la station d'épuration et le bassin de rétention :

Dans notre cas, en vue de manque des données, nous avons estimé la durée totale des travaux d'implantation de la station d'épuration et le bassin de rétention est égale à 70 semaines.

Conclusion :

À travers ce chapitre, nous avons mis en évidence l'importance d'une gestion rationnelle du temps pour l'exécution d'un ensemble de travaux, nécessitant la coordination de moyens humains, techniques et matériels. L'objectif recherché étant la livraison du projet dans les délais impartis, sans dépasser le budget d'investissement initial. Au terme de cette étude, nous avons pu estimer le coût global du projet à 132 166 745,60 DA, pour une durée de réalisation prévue de 103 semaines.

CONCLUSION GENERALE

En conclusion, ce mémoire a porté sur la conception d'un système d'évacuation des eaux usées et pluviales de l'agglomération de Sidi Serhane vers un exutoire approprié, dans le but de préserver la santé publique et de protéger l'environnement.

Le réseau que nous avons conçu est de type séparatif, en adéquation avec la topographie du site. Il adopte un schéma d'évacuation par déplacement latéral, acheminant les eaux usées vers la station d'épuration et les eaux pluviales vers un bassin de retenue.

Pour l'évaluation des débits des eaux usées, seuls les débits domestiques et publics ont été pris en compte, en raison de l'absence d'activités industrielles dans la zone étudiée. En ce qui concerne l'estimation des débits pluviaux, la zone a été subdivisée en 17 Surfaces élémentaires . Le coefficient de ruissellement a été déterminé en fonction de la nature des surfaces drainées, et la méthode rationnelle a été retenue pour le calcul des débits.

Concernant les ouvrages annexes, le choix d'un système séparatif, combiné au manque d'espace disponible, a permis d'éviter la conception d'une station d'épuration pour les eaux usées ainsi que d'un bassin de rétention pour les eaux pluviales. Sur le plan économique, un devis quantitatif et estimatif a été établi, permettant d'évaluer le coût global du projet à 108 166 745,60 DA, pour un délai de réalisation de 33 semaines.

Références bibliographiques

- ANRH, BLIDA. (2025).
- BIANUCCI. (Matériaux-Caniveaux de voirie).
- Design. (and construction of sanitary and storms sewers,1970).
- ENGEEES. (s.d.).
- EPFL. (2024).
- Google, Earth . (2025).
- Guide. (technique FNDAE).
- L'OMS. (s.d.).
- Marshall. (et al 1992).
- Pr, Salah Boualem. (2014).
- RPA. (2024).
- Satin. (el Al,2006).
- URBAB. (2025).
- Water, environmental federation. (1970).

Annexes

