



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Systèmes d'Assainissement

THEME :

**Etude de la STEP et du collecteur d'amené de la commune
d'Oued Ghir (W. Bejaïa)**

Présenté par :

KAZOULA Ayache

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
MOKRANE Wahiba	M.C. B	Président
SALHI Shahrzade	M.C. B	Examineur
KADI Latifa	M.A. A	Examineur
TAFAT Leila	M.A. A	Promoteur

Session septembre 2025

DÉDICACE

Je dédie ce travail, fruit de plusieurs années d'efforts et de persévérance, à toutes les personnes qui ont marqué mon parcours et qui m'ont donné la force d'avancer.

À mes parents, Abderrahmane et Samira

Pour leurs sacrifices inestimables, leur amour infini et leur soutien indéfectible. Vous êtes ma plus grande source de motivation et d'inspiration. Ce succès est avant tout le vôtre.

À mes grands-parents

Dont la sagesse, les prières et l'affection m'ont toujours accompagné et guidé dans les moments difficiles comme dans les instants de joie.

À mes frères Akram et Mohamed

Pour leur affection sincère et leurs encouragements permanents, qui m'ont permis de garder espoir même dans les moments de doute.

À mes oncles paternels Sid Ahmed et Adel

À la mémoire de ce dernier, que Dieu l'accueille dans Son vaste paradis. Merci pour leur soutien et leur rôle précieux dans mon parcours.

À mes tantes paternelles Nadia et Fatiha

Pour leur bienveillance, leur affection et leurs encouragements constants.

À mon oncle maternel Mohamed, et à mes tantes maternelles Houria, Ratiba et Malika

Pour leur tendresse, leur accompagnement et leur soutien moral de tous les instants.

À mes cousins Tarek, Nouredine, Adel.

Dont la complicité, l'affection et la présence m'ont toujours apporté joie et réconfort.

À mes amis Mohamed Habbal, Abderrahmen Benchiha, Smail Faci, Nouh Doudou et Abderraouf Khadar

Pour leur présence fidèle, leur soutien moral et les moments de fraternité partagés tout au long de ce chemin.

Enfin, je dédie ce travail à toutes celles et ceux qui croient en moi et qui m'ont inspiré, de près ou de loin, à poursuivre mes rêves et à aller toujours plus loin.

REMERCIEMENT

Au terme de ce travail, je souhaite exprimer ma profonde reconnaissance à toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce mémoire.

Je tiens tout d'abord à remercier chaleureusement **mon encadrant, Madame TAFAT Leila**, pour son accompagnement bienveillant, sa disponibilité, sa rigueur scientifique et la richesse de ses conseils. Son orientation pertinente et son suivi attentif m'ont permis d'avancer dans les meilleures conditions et de mener à bien cette recherche.

Ma gratitude s'adresse également à **mes enseignants et responsables du département**, qui ont partagé leur savoir et m'ont transmis des compétences essentielles tout au long de mon parcours académique.

Je remercie aussi **mes camarades de promotion et collègues de travail**, pour les discussions enrichissantes, l'entraide et les encouragements réciproques qui ont rendu cette expérience plus motivante et agréable.

Je n'oublie pas d'exprimer ma reconnaissance envers **toutes les personnes et institutions qui ont facilité l'accès aux données et informations nécessaires** à la réalisation de cette étude.

Enfin, je tiens à adresser mes remerciements les plus sincères à **ma famille**. Leur patience, leur soutien indéfectible et leurs encouragements constants ont été pour moi une source inestimable de motivation et de confiance. Ce travail leur est dédié avec toute ma gratitude et mon affection.

Résumé

Ce mémoire présente l'étude d'un projet de station d'épuration des eaux usées à Oued Ghir (Béjaïa), conçue pour traiter 32 000 m³/jour d'eaux usées pour une population de 200 000 EH à l'horizon 2050. L'objectif est de protéger l'environnement, en particulier l'Oued Soummam, contre la pollution. La filière de traitement repose sur un procédé biologique à boues activées, complété par un traitement tertiaire. Le projet comprend également des infrastructures de génie civil, des équipements électromécaniques, et tient compte des contraintes climatiques, géotechniques et sismiques du site. L'évacuation des eaux traitées se fait dans l'Oued Soummam, après respect des normes de qualité.

ملخص

يتناول هذا البحث دراسة مشروع إنشاء محطة لتصفية المياه المستعملة في منطقة وادي غير (بجاية)، حيث تم تصميمها لمعالجة 32,000 متر مكعب يوميًا من المياه المستعملة، لفائدة 200,000 نسمة في أفق سنة 2050. يهدف المشروع إلى حماية البيئة، وخاصة وادي الصومام، من التلوث. يعتمد نظام المعالجة على تقنية الحماة المنشطة البيولوجية، مع معالجة ثلاثية متقدمة. كما يشمل المشروع أعمالاً مدنية وتجهيزات كهروميكانيكية، مع مراعاة الظروف المناخية والجيولوجية والزلزالية للموقع. يتم تصريف المياه المعالجة إلى وادي الصومام وفقًا للمعايير البيئية.

Abstract

This thesis presents the study of a wastewater treatment plant project in Oued Ghir (Béjaïa), designed to treat 32,000 m³/day for a population of 200,000 PE by 2050. The project aims to protect the environment, especially the Oued Soummam, from pollution. The treatment process is based on a low-load activated sludge system, followed by a tertiary treatment stage. The project also includes civil engineering works, electromechanical equipment, and accounts for climatic, geotechnical, and seismic constraints of the site. Treated water is discharged into the Oued Soummam in compliance with quality standards.

Table de matières:

Introduction générale :	1
Chapitre I : Caractéristiques générales de la zone d'étude	
I-1 Introduction	3
I-2 situation géographique de la ville d'oued Ghir	3
I-3 Sismicité de la région	4
I-4 Situation topographique.....	4
I-5 Situation géologique	5
I-6 réseaux hydrographique.....	5
I-7 situation climatologique	5
I-7-1 la température	5
I-7-2 la précipitation	6
I-7-3 la vitesse de vent.....	7
I-7-4 humidité relative	8
I-7-5 représentation du diagramme de Gaussen	9
I-8 Synthèse climatique	9
I-8-1 classification du climat selon l'indice d'aridité de DE MARTONNE	9
I-8-2 Classification du climat selon le Diagramme d'EMBERGER.....	10
I-9 Situation hydraulique.....	11
I-9-1 alimentation en eau potable	11
I-9-2 réseaux assainissement	11
I-10 présentation de la station d'épuration de la ville d'oued Ghir.....	12
I-10-1 localisation de station	12
I-10-2 conception et réalisation	12
I-10-3 définition de la pollution a traite.....	12
I-10-4 paramètre de pollution	12
I-11 conclusion.....	13
Chapitre II : Étude des Eaux Usées et Leur procédé de traitement	
II-1 Introduction	15
II-2 origine et nature des eaux usées	15
II-2-1 source des eaux usées.....	15
I-2-1-1 Les eaux usées domestique :.....	15
II-2-1-2 Les eaux pluviales :	15
II-2-1-3 Les eaux usées industrielles :	16
II-2-1-4 Les eaux agricoles :	16
II-2-2 classification des eaux usées	16
II-2-3 composants typiques des eaux usées.....	16

II-3 Types de pollution et impacts environnementaux	16
II-3-1 pollution organique	16
II-3-2 pollution bactériologique.....	17
II-3-3 pollution minérale	17
II-4 Caractéristiques physiques, chimiques et biologiques des eaux usées.....	17
II-4-1 caractéristiques physiques	17
II-4-1-1 La température :	17
II-4-1-2 La couleur :.....	17
II-4-1-3 La turbidité :	17
II-4-1-4 L'odeur :.....	17
II-4-1-5 Les matières en suspension (MES) :	17
II-4-1-6 Les matières volatiles en suspension (MVS) :	17
II-4-1-7 Les matières minérales en suspension (MMS) :.....	18
II-4-2 caractéristiques chimique	18
II-4-2-1 Le potentiel hydrogène (PH) :	18
II-4-2-2 La demande biochimique en oxygène (DBO ₅) :	18
II-4-2-3 La demande chimique en oxygène (DCO) :.....	18
II-4-2-4 La biodégradabilité :.....	18
II-4-2-5 Le phosphore	18
II-4-2-6 L'azote.....	19
II-4-2-7 Les sulfates	19
II-4-3 Les paramètre microbiologiques	19
II-4-3-1 Bactéries	19
II-4-3-2 Virus	19
II-5 L'importance du traitement des eaux usées	19
II-5-1 protection de l'environnement	19
II-5-2 préservation de la sante publique	19
II-5-3 gestion des ressources en eau	20
II-5-4 respect des normes et exigences réglementaires	20
II-6 Filière de traitement des eaux usées	20
II-6-1 prétraitement.....	20
II-6-1-1 relevage	21
II-6-1-2 le dégrillage	21
II-6-1-2-1 Caractéristiques du dégrillage	21
II-6-1-2-2 différent types de grilles	21
II-6-1-3 le tamisage.....	22
II-6-1-4 le dessableur	22

II-6-1-5 dégraisseur-déshuilage	22
II-6-2 traitement primaire	22
II-6-3 traitement secondaire.....	23
II-6-3-1 Procèdes extensifs	23
II-6-3-1-1 L'épandage	23
II-6-3-1-2 Le lagunage	23
II-6-3-1-3 Les avantages et les inconvénients des procèdes extensifs	24
II-6-3-2 procèdes intensifs	25
II-6-3-2-1 lit bactérien.....	25
II-6-3-2-2 disques biologiques	26
II-6-3-2-3 boues activées.....	26
II-6-3-2-4 Les avantages et les inconvénients des procèdes intensifs.....	27
II-6-4 Élimination de l'azote par nitrification et dénitrification.....	27
II-6-5 clarificateur secondaire ou décanteur secondaire.....	28
II-6-6 Traitement tertiaire.....	29
II-6-6-1 La chloration	29
II-6-6-2 L'ozonation	29
II-6-6-3 Les rayons ultraviolets (UV).....	29
II-6-6-4 Le charbon actif.....	29
II-6-6-5 La filtration sur sable.....	30
II-6-7 Traitement des boues.....	30
II-6-7-1 Épaississement	30
II-6-7-2 Déshydratation et conditionnement.....	30
II-6-7-3 Séchage des boues.....	30
II-6-7-4 Stabilisation et hygiénisation	30
II-7 conclusion.....	31

Chapitre III : Conception et Dimensionnement de la Station d'Épuration.

III-1 Introduction.....	33
III-2 évaluation des débits et des charges polluantes	33
III-2-1 La concentration de la matière polluante	33
III-2-2 la biodegradabilité	33
III-2-3 Performances exigées.....	33
III-3 Dimensionnement des ouvrages du procédé boue active	34
III-3-1 prétraitement	34
III-3-1-1 dégrillage.....	34
III-3-1-1-1 cas du dégrilleur grossier	36
III-3-1-1-2 cas du dégrilleur fin	36

III-3-1-2 dessableur-déshuilage	37
III-3-1-2-1-dimensionnement de dessableur	37
III-3-1-2-2-dimensionnement de déshuileur	38
III-3-1-2-3 Quantité de matières éliminées par le dessableur-déshuileur	39
III-3-2 traitement primaire (physico-chimique)	39
III-3-2-1 dimensionnement de décanteur primaire	39
III-3-2-2 Evaluation des charges éliminées par le décanteur primaire	40
II-3-3 Traitement secondaire	40
III-3-3-1 calculer le rendement d'élimination.....	40
III-3-3-2 dimensionnement de bassin d'aération	41
III-3-3-3 calcul les charges polluants.....	42
III-3-3-4 La masse et la concentration des boues dans le bassin	42
III-3-3-5 Les besoins en oxygène	43
III-3-3-6 Dimensionnement de bassin d'anoxie	44
III-3-3-7 Détermination des caractéristiques de l'aérateur	45
III-3-3-8 bilan des boues.....	46
III-3-3-9 Dimensionnement du décanteur secondaire (clarificateur).....	49
III-3-4 Traitement tertiaire.....	49
III-3-4-1 filtration sur sable	49
III-3-4-2 Étude technico-économique des méthodes de désinfection.....	50
III-3-4-3 Désinfection par lampes UV	51
III-3-4-4 dimensionnement de traitement tertiaire.....	51
III-3-4-4-1 Dimensionnement de filtre à sable.....	51
III-3-4-4-2 Dimensionnement de rétro-lavage	52
III-3-4-4-3 Dimensionnement de système UV	54
III-3-4-4-4 Détermination la dose UV requise.....	55
III-3-5 Traitement des boues	55
III-3-5-1 Dimensionnement de l'épaississeur	55
III-3-5-2 Dimensionnement de stabilisateur aérobie	56
III-3-5-3 Dimensionnement de lit de séchage.....	57
III-4 Conclusion	59

Chapitre IV : dimensionnement de collecteur d'amené

IV-1 Introduction.....	61
IV-2 données de base des stations de relevage	61
IV-2-1 Dimensionnement de la station de relevage (SR1).....	62
IV-2-1-1 Caractéristiques des pompes.....	62
IV-2-1-2 Calcul du diamètre économique de la conduite de refoulement.....	63

IV-2-1-3 Les caractéristiques des pompes choisies	65
IV-2-1-4 Dimensionnement de la bache d'aspiration	65
IV-2-1-5 conclusion	67
IV-2-2 dimensionnement de bassin de dissipation	67
IV-2-3 Calcul la conduite raccordant BD n°1 vers SR2	68
IV-2-4 Dimensionnement de la station de relevage (SR2)	73
IV-2-4-1 Caractéristiques des pompes	73
IV-2-4-2 Calcul du diamètre économique de la conduite de refoulement	74
IV-2-4-3 Les caractéristiques des pompes choisies	76
IV-2-4-4 Dimensionnement de la bache d'aspiration	76
IV-2-4-5 conclusion	78
IV-2-5 dimensionnement de bassin de dissipation	78
IV-2-6 Calcul la conduite raccordant BD n°2 vers STEP	79
IV-3 conclusion	82
Chapitre V : calcul hydraulique	83
V-1 introduction	84
V-2 profil hydraulique	84
V-2-1 Côtes du terrain des zones d'implantation des ouvrages	84
V-2-2 Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages	84
V-2-3 Perte de charge, diamètre des conduites reliant les ouvrages de la STEP	85
V-2-4 Calcul des côtes piézométriques des différents ouvrages	86
V-3 conclusion	87
 Chapitre VI : Etude technique et économiques du projet.	
VI-1 Introduction	89
VI-2 établissement de couts d'investissement	89
VI-2-1 Coût d'investissement de la filière à boues activées à faible charge	89
VI-2-1-1 Coût du génie civil	89
VI-2-1-2 Coût des voiries et réseaux divers (VRD)	92
VI-2-1-3 cout des équipements	92
VI-3 établissement du cout de fonctionnement :	92
VI-3-1 Le cout de fonctionnement pour le procédés boue activée à faible charge	92
VI-3-1-1 Frais de la main d'œuvre	92
VI-3-1-2 Coût de l'énergie électrique	92
VI-3-1-3 Coût de renouvellement du matériel électromécanique	93
VI-3-1-4 Coût des frais financiers	93
VI-4 Calcul du prix du m3 d'eau traitée	93
VI.4.1 Prix du m3 d'eau épurée pour la boue activée à faible charge	93

VI-5 conclusion.....	94
Conclusion generale :.....	95

Listes des figures :

Chapitre I : Caractéristiques générales de la zone d'étude

Figure I-1 : situation géographique de la ville d'Oued Ghir .

Figure I-2 : Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPA 99/ version 2003).

Figure I-3 : Principaux ensembles topographiques

Figure I-4 : Représentation graphique des températures maximale, minimale et moyenne.

Figure I-5 : Représentation graphique des précipitations moyennes mensuelle.

Figure I-6 : Représentation graphique des moyennes mensuelles des vitesses des vents.

Figure I-7 : Représentation graphique du diagramme de Gaussen sous forme de courbes.

Figure I-8 : Diagramme d'Emberger.

Chapitre II : Étude des Eaux Usées et Leur procédé de traitement

Figure II-1 : Les différents étapes du traitement des eaux usées.

Figure II-2 : schéma de prétraitement des eaux usées de station d'épuration.

Figure II-3 : Schéma d'un procédé de coagulation- floculation.

Figure II-4 : photo d'un lagunage aéré.

Figure II-5 : Schéma d'une station d'épuration comportant un lit bactérien.

Figure II-6 : Schéma d'une station d'épuration comportant un disque biologique

Figure II-7 : Schéma d'une station d'épuration à boues activées

Figure II-8 : procédé de dégradation biologique de l'azote

Figure II-9 : image de clarificateur

Chapitre III : Conception et Dimensionnement de la Station d'Épuration

Figure III-1 : Cm en fonction de Im.

Chapitre IV : dimensionnement de collecteur d'amené

Figure IV-1 : Plan de situation des stations de relevage et de la STEP.

Figure IV-2 : Tracer la courbe d'optimisation du coût de la conduite de refoulement 1 .

Figure IV-3 : Tracer la courbe d'optimisation du coût de la conduite de refoulement 2 .

Listes des tableaux :

Chapitre I : Caractéristiques générales de la zone d'étude

Tableau I-1 : Moyennes mensuelles et moyenne interannuelle des Températures

Tableau I-2 : Moyennes mensuelles et moyenne interannuelle des précipitations

Tableau I-3 : Moyennes mensuelles et moyenne annuelle de la vitesse

Tableau I-4 : Moyennes mensuelles et moyenne annuelle de l'humidité relative

Tableau I-5 : Les précipitations mensuelles et les températures moyennes mensuelles

Tableau I-6 : Classification du climat selon l'aridité de DEMARTONE.

Chapitre II : Étude des Eaux Usées et Leur procédé de traitement

Tableau II-1 : La biodégradabilité des eaux usées

Tableau II-2 : Les avantages et les inconvénients des procédés extensifs.

Tableau II-3 : Classement des lits bactériens selon la charge organique.

Tableau II-4 : Les avantages et les inconvénients des procédés intensifs.

Chapitre III : Conception et Dimensionnement de la Station d'Épuration

Tableau III-1 : Les bases de dimensionnement sont rappelées ci-dessus

Tableau III-2 : Les caractéristiques exigées des eaux traitées biologiquement

Tableau III-3 : Les caractéristiques exigées des eaux traitées tertiairement

Tableau III-4 : Espacement et épaisseur des barreaux

Tableau III-5 : Les valeurs du coefficient de forme des barreaux

Tableau III-6 : Les données de base de dimensionnement du dégrillage grossier

Tableau III-7 : Les données de base de dimensionnement du dégrillage fin

Tableau III-8 : Les paramètres proposés pour le dimensionnement de l'ouvrage

Tableau III-9 : Les paramètres proposés pour le dimensionnement

Tableau III-10 : Evaluation des charges éliminées par le décanteur primaire

Tableau III-11 : Evaluation des charges éliminées par le décanteur primaire

Tableau III-12 : Résultats définitifs du dimensionnement de bassin biologique

Tableau III-13 : Résultats de calcul des besoins en oxygène.

Tableau III-14 : Résultats de bilan des boues

Tableau III-15 : Les données de base de dimensionnement de clarificateur.

Tableau III-16 : Résultats de calcul du clarificateur

Tableau III-17 : Résultats de calcul du clarificateur

Tableau III-18 : Propriétés du lit de filtration.

Tableau III-19 : Caractéristique des fluides du rétro-lavage.

Tableau III-20 : Résultats définitifs du dimensionnement de filtre à sable.

Tableau III-22 : Résultats définitifs du calcul de traitements des boues.

Chapitre IV : dimensionnement de collecteur d'amené

Tableau IV-1 : Les données des stations de relevage

Tableau IV-2 : Cout de l'investissement amorti

Tableau IV-3 : Cout de d'exploitation

Tableau IV-4 : le Cout total

Tableau IV-5 : Résultats de dimensionnement de la station de relevage (SR1)

Tableau IV-6 : Dimensionnement des tronçons.

Tableau IV-7 : Cout de l'investissement amorti

Tableau IV-8 : Cout de d'exploitation

Tableau IV-9 : le Cout total

Tableau IV-10 : Résultats de dimensionnement de la station de relevage (SR2)

Tableau IV-11 : Dimensionnement des tronçons.

Chapitre V : calcul hydraulique

Tableau V-1 : Côte du terrain naturel des points d'implantation des ouvrages.

Tableau V-2 : Longueur de chaque tronçon

Tableau V-3 : Les valeurs de K , m et β .

Tableau V-4 : Résultats de calcul des pertes de charge des conduites reliant

Tableau V-5 : Résultats de calcul des côtes piézométriques des différents ouvrages.

Chapitre VI : étude technique et économique de projet

Tableau VI-1 : cout de terrassement

Tableau VI-2 : cout du béton arme

Introduction générale :

L'eau, élément essentiel à la vie, représente un enjeu stratégique pour le développement durable des sociétés humaines. Elle conditionne la santé publique, le développement économique, la stabilité sociale et l'équilibre des écosystèmes. Dans le contexte actuel marqué par une croissance démographique soutenue et une urbanisation accélérée, les ressources en eau sont soumises à une pression sans précédent, tant en quantité qu'en qualité. L'un des défis majeurs auxquels les pays en développement sont confrontés est la gestion efficace des eaux usées. Leur rejet dans le milieu naturel sans traitement approprié engendre de lourdes conséquences environnementales, sanitaires et sociales.

En Algérie, la problématique de l'assainissement et du traitement des eaux usées est devenue particulièrement préoccupante dans plusieurs régions, notamment en milieu urbain. La wilaya de Béjaïa, située au nord-est du pays, connaît une croissance urbaine importante accompagnée d'un développement industriel en expansion. La commune d'Oued Ghir, située au sud de cette wilaya, illustre bien cette dynamique. Elle génère un volume croissant d'eaux usées domestiques et industrielles, en l'absence d'infrastructures d'assainissement adaptées, sont rejetées directement dans l'environnement, en particulier dans l'Oued Soummam, contribuant ainsi à la dégradation de la qualité de l'eau et des milieux aquatiques.

Consciente de ces enjeux, l'État algérien, dans le cadre de sa politique de gestion durable de l'eau, a lancé plusieurs programmes de réalisation de stations d'épuration à travers le pays. C'est dans ce cadre que s'inscrit le projet de station d'épuration des eaux usées d'Oued Ghir. Ce projet vise à collecter, traiter et évacuer les eaux usées de la commune, dans le but de réduire l'impact environnemental des rejets et d'améliorer la qualité de vie des habitants. La station est conçue pour une capacité de 200 000 équivalents-habitants (EH) à l'horizon 2050, avec un traitement biologique des eaux par boues activées à faible charge, garantissant un haut rendement épuratoire.

Le présent mémoire s'attache à présenter l'ensemble des étapes de conception de ce projet structurant, à travers une analyse détaillée du contexte géographique et socio-économique de la commune, les données de base pour le dimensionnement de la station, la description des différentes filières de traitement, les travaux de génie civil, les équipements électromécaniques, ainsi que les contraintes spécifiques liées au site d'implantation. L'objectif de ce travail est d'apporter une vision technique et environnementale globale sur la mise en place d'une station d'épuration performante et durable, répondant aux normes nationales et internationales en matière d'assainissement.

Chapitre I :
Caractéristiques générales
de la zone d'étude

I-1 Introduction

L'analyse détaillée de la zone d'implantation constitue une étape fondamentale dans le cadre de tout projet d'assainissement, en particulier pour une station d'épuration. Elle permet d'identifier les facteurs naturels, techniques et humains pouvant influencer la conception et le fonctionnement des installations.

Le présent chapitre est consacré à la présentation de la commune d'Oued Ghir, site choisi pour l'implantation de la future station d'épuration. Une attention particulière sera portée aux aspects géographiques, topographiques, géologiques, climatiques, hydrauliques ainsi qu'aux caractéristiques techniques et d'accessibilité de la zone. Cette étude constitue une base essentielle pour adapter le projet aux spécificités locales et en garantir la faisabilité et la durabilité.

I-2 situation géographique de la ville d'Oued Ghir

Oued Ghir est une commune située au nord de la wilaya de Béjaïa, en Algérie. Elle est le chef-lieu de la daïra d'Oued Ghir, comprenant uniquement la commune d'Oued Ghir elle-même. Occupant une superficie d'environ 70 km², elle se trouve à environ 10 km à l'ouest de Béjaïa, à 25 km de Tazmalt, et à environ 240 km à l'est d'Alger. Grâce à sa position géographique, Oued Ghir constitue un point de passage stratégique entre la vallée de la Soummam, les montagnes de la Kabylie, et la côte méditerranéenne.

Elle est bordée au nord par les communes de Toudja et Béni Ksila, à l'est par Béjaïa, au sud par Sidi Aïch, et à l'ouest par Akbou et El Kseur. L'accessibilité de Oued Ghir est assurée par plusieurs routes nationales, notamment la RN12 et la RN26, qui relient la commune aux principales villes de la région, ainsi qu'à l'aéroport et au port de Béjaïa. Les coordonnées géographiques d'Oued Ghir sont situées à une latitude de 36° 43' 07" Nord et une longitude de 4° 56' 20" Est.

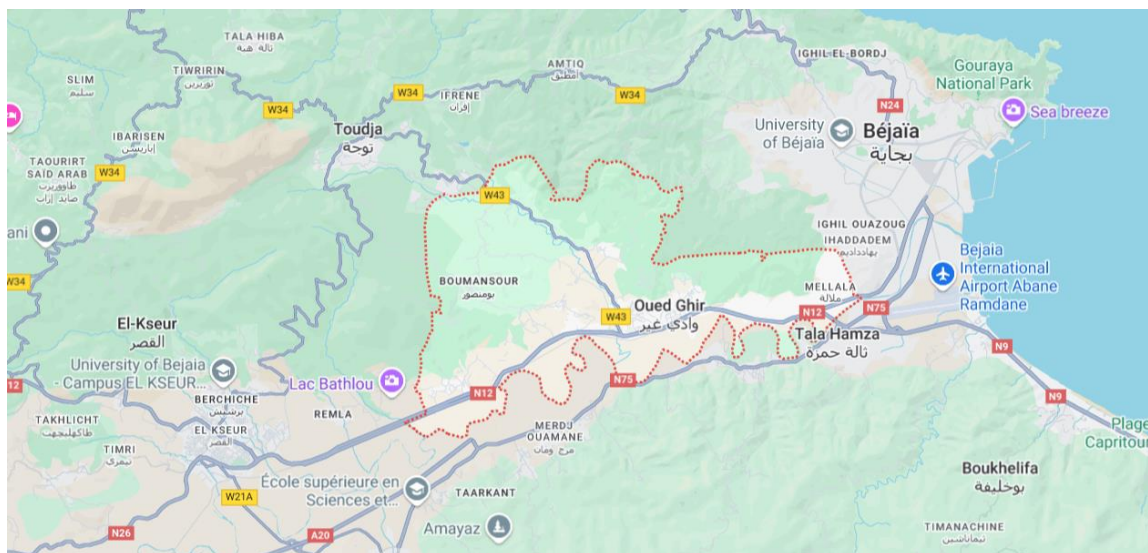


Figure I-1 : situation géographique de la ville d'Oued Ghir (source :google maps)

I-5 Situation géologique

Dans la région d'Oued Ghir, située au centre de la wilaya de Béjaïa, la géologie est dominée par des formations alluviales récentes issues de l'activité de l'oued Soummam. Cette plaine repose sur un substratum composé de marnes et de calcaires tendres datant du Miocène supérieur. La structure tectonique locale est influencée par un réseau complexe de failles secondaires associées aux grands accidents régionaux, notamment la faille de Béjaïa et celle du Soummam. Ces failles, d'orientation majoritairement Est-Ouest à Nord-Est/Sud-Ouest, traduisent le régime compressif actif entre les plaques africaine et eurasienne. Selon plusieurs études géologiques, cette activité tectonique est à l'origine de la forte sismicité observée dans la région. Les déformations lentes et les mouvements de terrain associés sont des témoins de l'évolution géodynamique récente de la plaine de la Soummam, où se situe Oued Ghir.

I-6 réseaux hydrographique

La commune d'Oued Ghir, est intégrée au réseau hydrographique dense du bassin versant de la Soummam. Ce réseau est caractérisé par :

- Oued sahel : Prend sa source dans les hauteurs de Toudja, Traverse la commune d'Oued Ghir avant de se jeter dans l'oued Soummam, Contribue significativement à l'alimentation en eau de la région
- Oued ghir : Affluent de l'oued Soummam, situé sur sa rive gauche, Joue un rôle dans le drainage des eaux de la commune et des zones environnantes, contribuent de manière significative au débit de l'oued Soummam, en particulier pendant les saisons pluvieuses.

I-7 situation climatologique

Les paramètres climatiques sont essentiels pour notre étude ainsi que pour la présentation de la zone d'implantation. Ces données ont été relevées à partir du site [WeatherSpark](#). Les principaux paramètres météorologiques de la région se présentent comme suit :

I-7-1 la température

Les températures moyennes mensuelles, ainsi que la moyenne interannuelle, sont présentées dans le tableau ci-dessous pour la période allant de 2015 à 2025 :

Tableau I-1 : Moyennes mensuelles et moyenne interannuelle des Températures

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Moy inter annuelle
T_{max}	28	25	21	18	15	17	19	19	21	26	30	31	22.5
T_{moy}	23	22	18	15	12	15	17	17	18	22	27	27	19.41
T_{min}	19	17	12	10	8	9	12	12	14	18	20	21	14.3

La représentation graphique des températures, sous forme des courbes. Représentation graphique des températures :

D'après le tableau et le graphique ci-dessus on remarque que la ville d'oued Ghir est caractérisée par un climat modéré, du point de vue températures, elle permet d'apporter les interprétations suivantes :

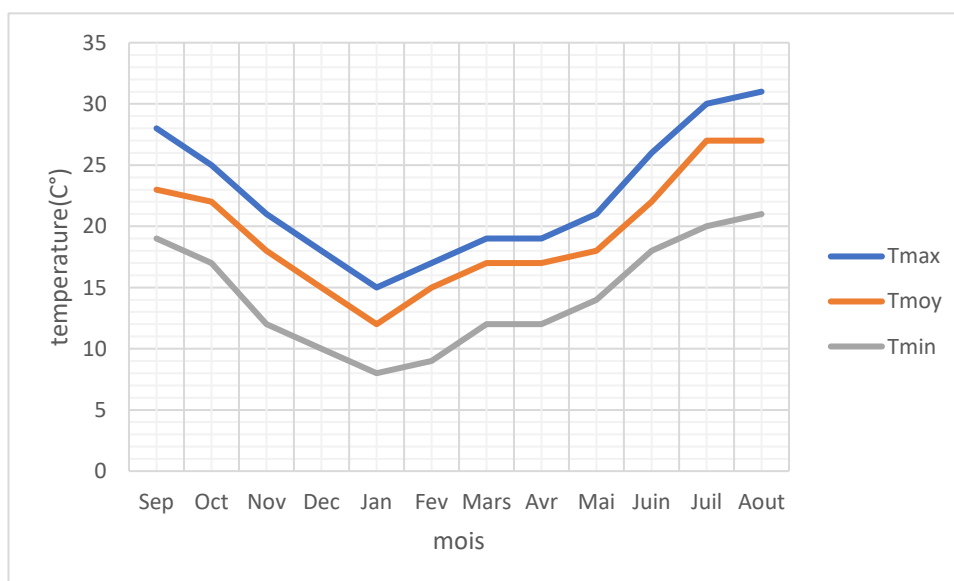


Figure I-4 : Représentation graphique des températures maximale, minimale et moyenne.

La saison chaude avec une température quotidienne moyenne maximale supérieure à 26 °C. Le mois le plus chaud de l'année à Béjaïa est août, avec une température moyenne maximale de 29 °C et minimale de 21 °C.

La saison fraîche, du 29 novembre au 26 mars, avec une température quotidienne moyenne maximale inférieure à 18 °C. Le mois le plus froid de l'année à Béjaïa est janvier, avec une température moyenne minimale de 8 °C et maximale de 16 °C.

I-7-2 la précipitation

Les précipitations moyennes mensuelles, ainsi que la moyenne interannuelle, sont présentées dans le tableau ci-dessous pour la période allant de 2015 à 2025 :

Tableau I-2 : Moyennes mensuelles et moyenne interannuelle des précipitations

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Moy inter annuelle
Précipitations (mm)	27.5	33.6	93.6	103	142	70	55.5	47.7	35.1	11	2.5	9.2	630.7

La représentation graphique des précipitations moyennes mensuelles, ci-après, sous forme d'histogrammes :

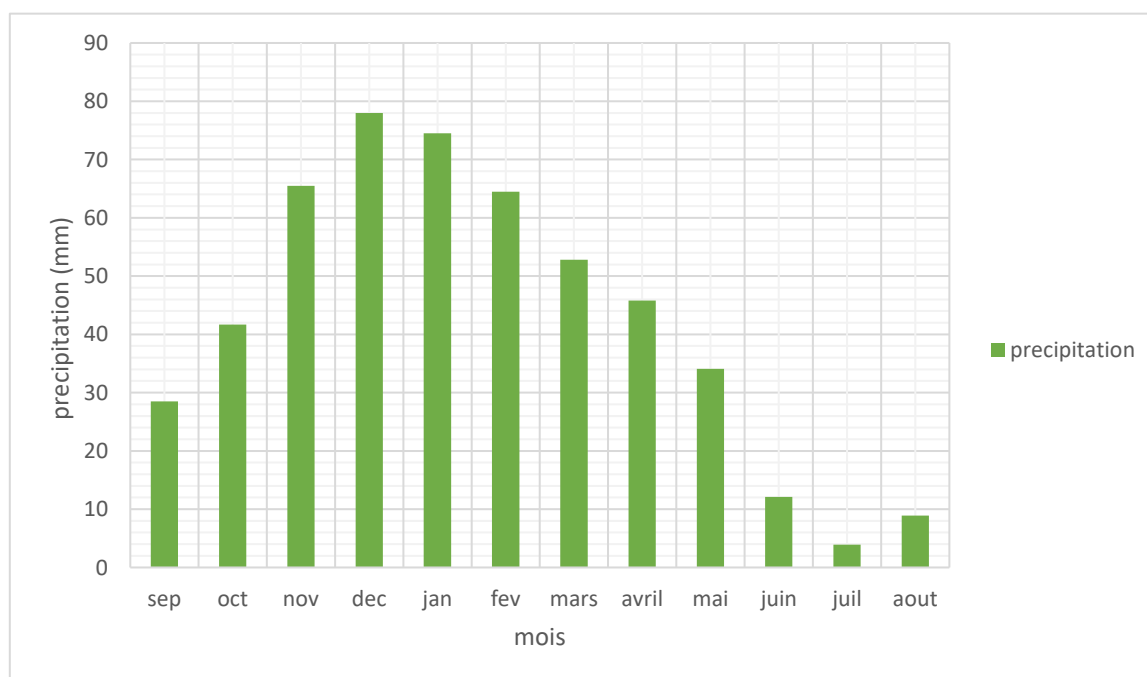


Figure I-5 : Représentation graphique des précipitations moyennes mensuelle

Le diagramme illustre la quantité de précipitations mensuelles (en millimètres) sur une période d'un an, de septembre à août. On note que les mois avec le plus de précipitations sont décembre (approximativement 78 mm) et janvier (environ 75 mm), alors que les périodes les plus sèches sont juillet (environ 4 mm) et août (environ 9 mm). De septembre à décembre, les précipitations connaissent une augmentation progressive, suivie d'une baisse graduelle jusqu'en juillet et d'un léger rebond en août. Ceci décrit un climat standard qui présente une saison humide durant l'hiver et une période sèche pendant l'été.

I-7-3 la vitesse de vent

Les Moyennes mensuelles et la moyenne annuelle de la vitesse des vents, sont illustrées dans le tableau ci-dessous durant la période de (2018/2025) :

Tableau I-3 : Moyennes mensuelles et moyenne annuelle de la vitesse du vent

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Moy inter annuelle
Vitesse de vent (m/s)	2.9	3.2	3.8	4.1	4.0	3.9	3.5	3.3	2.9	2.7	2.7	2.8	3,316

La représentation graphique des précipitations moyennes mensuelles, ci-après, sous forme d'histogrammes

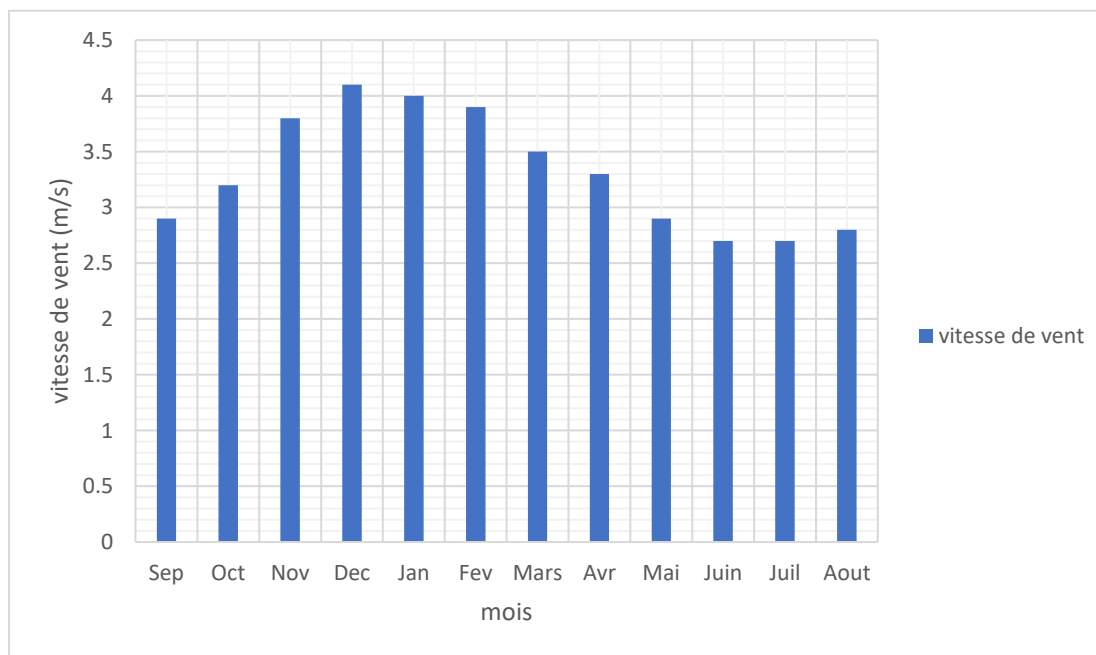


Figure I-6 : Représentation graphique des moyennes mensuelles des vitesses des vents.

La vitesse moyenne horaire du vent à Béjaïa présente une variation saisonnière marquée tout au long de l'année.

La période la plus venteuse de l'année dure 4,9 mois, du 28 octobre au 25 mars, avec des vitesses de vent moyennes supérieures à 3,4 mètres par seconde. Le mois le plus venteux de l'année à Béjaïa est décembre, avec une vitesse horaire moyenne du vent de 4,1 mètres par seconde.

La période la plus calme de l'année dure 7,1 mois, du 25 mars au 28 octobre. Le mois le plus calme de l'année à Béjaïa est juin, avec une vitesse horaire moyenne du vent de 2,7 mètres par seconde.

I-7-4 humidité relative

C'est un facteur clé du cycle hydrologique, influençant l'évaporation du sol et la couverture végétale, et qui indique le niveau de saturation de l'air en vapeur d'eau. Les données d'humidité relative mensuelles moyennes sont présentées au tableau suivant :

Tableau I-4 : Moyennes mensuelles et moyenne annuelle de l'humidité relative

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Moy inter annuelle
Humidité relative	64	72	78	82	79	82	72	68	61	57	49	50	68

Les valeurs maximales de l'humidité relative sont atteintes en Novembre, Décembre, Janvier et Février et minimales en Juillet et Août. L'humidité moyenne annuelle est de 64%, et évalue régulièrement durant l'année, mais reste au-dessus de 77% pendant tous les mois.

I-7-5 représentation du diagramme de Gaussen

Le diagramme de Gaussen illustre de manière visuelle l'évolution des températures et des précipitations au cours du temps, ce qui permet de repérer les périodes de sécheresse durant lesquelles l'irrigation devient indispensable. La représentation graphique du diagramme de Gaussen est présentée dans la figure ci-après :

Tableau I-5 : Les précipitations mensuelles et les températures moyennes mensuelles.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
P(mm)	27.5	33.6	93.6	103	142	70	55.5	47.7	35.1	11	2.5	9.2
T _{moy}	23	20	16	13	11	12	13	15	18	22	25	25

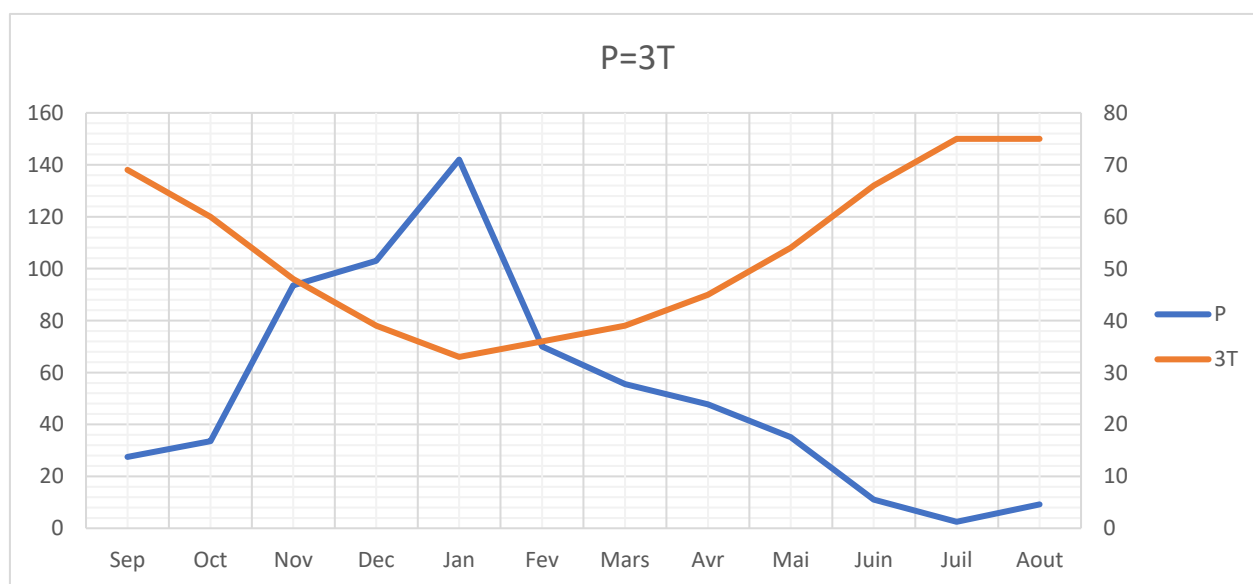


Figure I-7 : Représentation graphique du diagramme de Gaussen sous forme de courbes.

D'après le diagramme, la période sèche commence à la fev et se prolonge jusqu'en début de novembre. Par conséquent, il est évident que l'irrigation est nécessaire pendant cette période.

I-8 Synthèse climatique

L'étude climatique de la région d'oued Ghir repose sur deux méthodes de classification : l'indice d'aridité de De Martonne et le quotient pluviothermique d'Emberger.

I-8-1 classification du climat selon l'indice d'aridité de DE MARTONNE

L'indice de De Martonne se calcule selon la formule suivante :

$$I = \frac{P}{T+10} \dots\dots\dots (I.1).$$

Avec :

- I : indice de De Martonne.
- P : précipitations annuelles moyennes.
- T : température annulés moyenne en (°C).

Tableau I-6 : Classification du climat selon l'aridité de DEMARTONE.

VALEUR DE I	TYPE DE CLIMAT
$I < 5$	Désertique
$5 < I < 10$	Très sec
$10 < I < 20$	Sec
$20 < I < 30$	Relativement humide
$I > 30$	Humide

Pour :

$P_{\text{moy Inter ann}} : 630.7 \text{ mm}$

$T_{\text{moy Inter ann}} : 19.41^\circ\text{C}$

On aura $I = 21$

D'après l'indice de DE MARTONE et la classification climatique, il apparaît que la commune d'Oued Ghir est soumise à un régime relativement humide.

I-8-2 Classification du climat selon le Diagramme d'EMBERGER

Cette approche se base sur le diagramme bioclimatique d'Emberger, qui offre la possibilité d'identifier la nature du climat d'une région en fonction de caractéristiques climatiques spécifiques. Elle considère :

- La température moyenne la plus élevée du mois le plus chaud.
- La température minimale moyenne durant le mois le plus froid.
- Le total des précipitations sur une année.
- Tout comme les traits distinctifs de la période hivernale.

Le formule d'EMBERGER, représenté sur le diagramme bioclimatique, est le suivant :

$$Q = \frac{1000 \times P}{\frac{M+m}{2} \times (M-m)} \dots\dots\dots (I.2).$$

Avec :

- P : Précipitation moyenne annuelle de la région en (mm).
- M : Température moyenne maximale enregistrée au cours du mois le plus chaud en (K°).
- m : Température moyenne minimale enregistrée au cours du mois le plus froid en (K°).

Pour :

$P = 630 \text{ mm}$

$M = 29 + 273 = 302 \text{ K}^\circ$

$m = 8 + 273 = 281 \text{ K}^\circ$

On aura $Q = 102.91$

À partir du quotient pluviothermique $Q = 90,075$ et de la température minimale moyenne $m = 8\text{ °C}$, le climat de la commune d'Oued Ghir est classé dans l'étage bioclimatique semi-aride selon le diagramme d'EMBERGER.

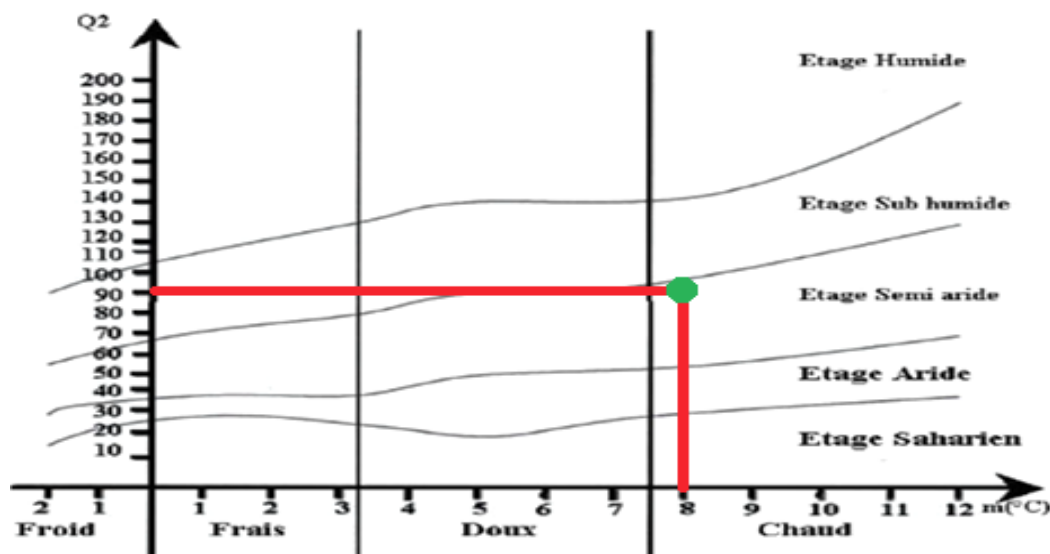


Figure I-8 : Diagramme d'Emberger.

I-9 Situation hydraulique

I-9-1 alimentation en eau potable

L'alimentation en eau potable pour la station se fait essentiellement par un branchement d'une conduite d'AEP qui se passe à cote de la station ou par un forage sur site.

I-9-2 réseaux assainissement

La commune d'Oued Ghir dispose d'un réseau d'assainissement de type séparatif couvrant près de la totalité de son territoire, avec un taux de raccordement estimé à 98 %. Cependant, l'urbanisation rapide impulsée par l'extension de la ville de Béjaïa dans cette zone – notamment à travers les pôles urbains d'Ighzer Ouzarif (16 000 logements), Sidi Boudrahem (9 000 logements), les projets de promotions immobilières privées (plus de 3000 logements), ainsi que la réalisation de nombreux équipements publics (établissements scolaires, hôpital, etc.) – entraîne une surcharge du réseau existant, devenu insuffisant pour répondre aux besoins actuels en assainissement des eaux usées.

Face à cette problématique, la réalisation urgente d'une station d'épuration (STEP) s'impose. Tous les réseaux existants et en projet seront raccordés à un collecteur principal de (fonctionnant en gravitaire et en refoulement), qui acheminera les effluents vers un point unique de rejet, site d'implantation prévu pour la future STEP.

I-10 présentation de la station d'épuration de la ville d'Oued Ghir

I-10-1 localisation de station

Le projet de station d'épuration est situé au sud de la ville d'Oued Ghir, en bordure de la route nationale n°12 (RN 12). Le site réservé à l'implantation de la station couvre une superficie de 3,73 hectares et se trouve sur le territoire de la commune d'Oued Ghir.

Délimitations du site :

- Au nord : Route nationale n°12
- Au sud : Voie ferrée
- À l'est : Canal
- À l'ouest : Terrain excédentaire

Le terrain présente une topographie moyennement plate et est partiellement planté d'oliviers. Il bénéficie d'un accès direct par la RN 12 via une piste située à l'est de la commune. Cette localisation stratégique facilite l'accès aux infrastructures et aux voies de transport.

I-10-2 conception et réalisation

La station d'épuration de la commune d'Oued Ghir s'inscrit dans le cadre du programme de développement des infrastructures d'assainissement de la Wilaya de Béjaïa. Le projet a été réalisé par le groupe COSIDAR Canalisation.

L'objectif principal de cette station est le traitement des eaux usées domestiques de la commune d'Oued Ghir, en utilisant le procédé des boues activées à faible charge, reconnu pour son efficacité dans l'élimination de la pollution organique.

La station est dimensionnée pour un débit journalier de 32 000 m³/jour, et une capacité de traitement de 200 000 équivalents-habitants (EH) à l'horizon 2050.

I-10-3 définition de la pollution a traite

- Volume journalier : 32000 m³/j
- Débit moyen horaire : 1334 m³/h

I-10-4 paramètre de pollution

Les concentrations des différents effluents bruts collectés à la STEP de Oued Ghir sont présentées dans le tableau ci-après.

Tableau I-7 : Paramètre de pollution. (Selon les standards européens et algériens)

Pétamètre	Entrée	Sortie
DBO ₅ (mg/l)	375	15
DCO (mg/l)	812.5	60
MES (mg/l)	437.5	10

I-11 conclusion

Ce chapitre a permis de mettre en lumière les caractéristiques géographiques, climatiques et hydrologiques de la zone d'étude, qui est marquée par un climat subméditerranéen et une topographie variée, incluant des zones montagneuses et plates. Ces spécificités nécessitent l'installation de stations de relevage pour acheminer les eaux usées vers la station d'épuration (STEP). Actuellement, les eaux usées sont déversées sans traitement dans l'Oued Soummam, contribuant ainsi à la pollution du milieu récepteur et à la propagation de maladies. Cette situation souligne l'urgence de la mise en place d'une station d'épuration, afin de répondre aux besoins d'une population en constante croissance et de respecter les normes internationales de traitement des eaux usées urbaines.

Chapitre II : Étude des Eaux Usées et Leur procédé de traitement

II-1 Introduction

Les eaux usées constituent une problématique significative pour l'environnement et la santé publique. Elles émanent de différentes origines, y compris les opérations domestiques, industrielles et agricoles, et renferment des éléments potentiellement dommageables aux écosystèmes aquatiques. Il est essentiel de saisir leur provenance, leur caractère et les types de pollution qu'elles produisent afin de concevoir des systèmes d'épuration performants et pérennes.

L'objectif de ce chapitre est d'examiner tous ces éléments : la provenance des eaux usées, leurs principales propriétés physiques, chimiques et biologiques. Nous mettrons aussi en évidence les phases cruciales du processus, allant de l'entrée des effluents à la station jusqu'à leur élimination finale. Nous accorderons une attention spéciale à l'épuration biologique par boues activées, qui représente le centre du processus.

II-2 origine et nature des eaux usées

Selon l'origine des substances polluantes, on distingue quatre grandes catégories d'eaux usées dans un réseau d'assainissement unitaire : les eaux usées domestiques, les eaux usées industrielles, les eaux usées agricoles et les eaux pluviales.

II-2-1 source des eaux usées

Les eaux usées peuvent être classées selon leur origine principale :

II-2-1-1 Les eaux usées domestique :

Constituant généralement l'essentiel de la pollution, elles se composent :

- Des eaux vannes d'évacuation des toilettes,
- Des eaux ménagères d'évacuation des cuisines,
- Salles de bain.

Les déchets présents dans ces eaux souillées sont constitués par des matières organiques dégradables et des matières minérales. Ces substances sont sous forme dissoute ou en suspension.

II-2-1-2 Les eaux pluviales :

Les eaux de ruissellement peuvent être particulièrement polluées surtout en début de pluie :

- Lessivage des sols, des surfaces imperméabilisées.
- Remise en suspension des dépôts des collecteurs.

Les eaux pluviales sont de même nature que les eaux domestiques et peuvent contenir en plus, des métaux lourds et des toxiques :

- Plomb.
- Zinc
- Hydrocarbures.

II-2-1-3 Les eaux usées industrielles :

Les caractéristiques des eaux usées d'origine industrielle sont bien évidemment directement liées aux types d'industries implantées sur la commune, La pollution de ces eaux peut être organique, minérale, toxique.

Le branchement des établissements commerciaux, industriels ou artisanaux au réseau public n'est pas obligatoire. Toutefois ceux-ci pourront être autorisés à déverser leurs eaux industrielles dans le réseau public pour qu'elles soient épurées avec les eaux usées domestiques, à condition qu'elles soient compatibles avec les techniques d'épuration traditionnelle.

II-2-1-4 Les eaux agricoles :

L'agriculture constitue une source de pollution des eaux, principalement en raison de l'utilisation d'engrais et de pesticides. Ces pratiques entraînent des pollutions diffuses, favorisant l'augmentation des concentrations en nitrates et en phosphates dans les nappes phréatiques et les cours d'eau.

II-2-2 classification des eaux usées

Généralement il existe deux grandes catégories :

- Eaux noires : provenant des toilettes, elles sont très polluées, notamment en azote, phosphore et matière organique.
- Eaux grises : vient des lavabos, douches...elles sont moins polluent mais contiennent des matières organiques.

II-2-3 composants typiques des eaux usées

Les eaux usées contiennent plusieurs matières physique et chimique, on nomme :

- Matières en suspension (MES) : Il s'agit de matières qui ne sont ni solubilisées ni colloïdales.
- Éléments nutritifs : compose azote et phosphores .
- Matières organiques biodégradable : responsables de la demande biochimique d'oxygène (DBO₅).
- Agents pathogènes : virus, bactéries, parasites des humains et animaux.

II-3 Types de pollution et impacts environnementaux

La pollution des eaux usées se manifeste généralement sous forme organique, minérale et Microbiologique, en raison de L'accroissement de la population et le développement industriel rapide.

II-3-1 pollution organique

C'est le résultat des matières organiques dans les eaux usées, comme les matières organiques biodégradables. Leur dégradation diminue l'oxygène dissous, affectant la vie aquatique.

II-3-2 pollution bactériologique

Cause par les micro-organismes présents dans les eaux usées domestique, La pollution microbiologique devient très dangereuse lorsque les eaux usées sont rejetées dans un milieu récepteur pouvant provoquer des maladies dangereuses pour l'individu.

II-3-3 pollution minérale

Il s'agit d'effluent industriels qui contient des substances minérales comme les sels, les nitrates, les phosphates, le chrome....., qui cause l'eutrophisation.

II-4 Caractéristiques physiques, chimiques et biologiques des eaux usées

Il existe plusieurs caractéristiques des eaux usées notamment :

II-4-1 caractéristiques physiques

II-4-1-1 La température

Influence les réactions biochimiques, Le fonctionnement de certains ouvrages d'épuration, notamment les dégraisseurs, est sensible à des températures trop élevées.

II-4-1-2 La couleur

Grise à noire, indicatrice de pollution, les autres teintes indiquent un apport d'eau résiduaire industrielle

II-4-1-3 La turbidité

Liée aux matières en suspension, Elle est variable dans le temps selon le mode de rejet.

II-4-1-4 L'odeur

Les eaux usées émettent généralement une odeur désagréable Cette odeur est principalement due à la formation de gaz tels que le sulfure d'hydrogène (H_2S), produit lors de la dégradation anaérobie de la matière organique.

II-4-1-5 Les matières en suspension (MES)

Ces matières ne sont ni en forme soluble ni en forme colloïdale, elles sont donc retenues par un filtre. Ces MES, comprenant des substances organiques et minérales, sont un indicateur essentiel qui détermine le niveau de pollution d'un effluent provenant de zones urbaines ou industrielles.

II-4-1-6 Les matières volatiles en suspension (MVS)

Les matières volatiles en suspension qui constituent la fraction organique des matières en suspension (MES), se dégradent lors d'une incinération à 525 °C. Dans les eaux usées domestiques, elles représentent en moyenne environ 70 % de la charge totale en MES.

II-4-1-7 Les matières minérales en suspension (MMS) :

La matière minérale en suspension correspond à la fraction non volatile des matières en suspension (MES). Elle est déterminée par la différence entre les MES totales et les matières volatiles en suspension (MVS), après une calcination à 525 °C.

II-4-2 caractéristiques chimique**II-4-2-1 Le potentiel hydrogène (PH) :**

Le pH des eaux usées domestiques est Généralement neutre à légèrement alcalin, se situant entre 6,5 et 8,5. Il dépend de la nature des rejets

II-4-2-2 La demande biochimique en oxygène (DBO₅) :

La DBO₅ (Demande Biochimique en Oxygène sur cinq jours) représente la quantité d'oxygène dissous nécessaire aux micro-organismes aérobies pour décomposer la matière organique biodégradable contenue dans une eau usée, à une température de 20 °C pendant cinq jours, Exprimée en litre (mg/L), la DBO₅ est un indicateur clé de la pollution organique.

II-4-2-3 La demande chimique en oxygène (DCO) :

La Demande Chimique en Oxygène représente la quantité d'oxygène nécessaire à l'oxydation chimique de l'ensemble des matières organiques, qu'elles soient biodégradables ou non, contenues dans un effluent.

II-4-2-4 La biodégradabilité :

La biodégradabilité indique la facilité avec laquelle un effluent peut être décomposé par les micro-organismes dans les stations d'épuration. On la mesure grâce au rapport $K = \text{DCO} / \text{DBO}_5$, qui compare la quantité totale de matière oxydable (DCO) à celle qui est biodégradable (DBO₅).

Tableau II-1 : La biodégradabilité des eaux usées.

DCO / DBO ₅	Caractérisation de l'eau
$\frac{\text{DCO}}{\text{DBO}_5} < 2$	L'effluent est facilement biodégradable donc traitement biologique adapté.
$2 < \frac{\text{DCO}}{\text{DBO}_5} < 3$	L'effluent est peu biodégradable donc traitement biologique + physico-chimique.
$3 < \frac{\text{DCO}}{\text{DBO}_5}$	L'effluent est non biodégradable donc traitement biologique impossible.

II-4-2-5 Le phosphore

Le phosphore se trouve dans l'eau sous deux formes :

- la forme minérale : ortho phosphate (PO₄H₂-), polyphosphate.
- la forme organique : composés comme les phospholipides et les esters. [3]

II-4-2-6 L'azote

Cet élément se trouve dans les eaux usées sous différentes formes. Ces formes divisées en deux grandes familles : l'azote réduit et l'azote oxydé.

- L'azote réduit : Azote organique (N) et Azote ammoniacal (NH_4^+).
- L'azote oxydé : se retrouve de façon marginale dans les eaux usées ; il s'agit des nitrates (NO_3^-) et des nitrites (NO_2^-), produits de la transformation chimique (oxydation) de l'azote Réduit. [4]

II-4-2-7 Les sulfates

Ils évaluent le potentiel d'odeurs, notamment d'hydrogène sulfuré (H_2S), qui impacte le traitement des boues. [3]

II-4-3 Les paramètre microbiologiques

Les eaux usées renferment une grande diversité de microorganismes : bactéries, virus, protozoaires, helminthes et champignons. Certains d'entre eux sont pathogènes. La détection de coliformes fécaux et de streptocoques fécaux constitue un indicateur fiable de contamination d'origine fécale, soulignant la nécessité d'un traitement rigoureux avant rejet dans le milieu naturel. [5]

II-4-3-1 Bactéries

Les bactéries jouent un rôle essentiel dans la dégradation de la matière organique contenue dans les eaux usées. Toutefois, certaines sont pathogènes, avec une concentration pouvant atteindre 10^4 bactéries/L. Les salmonelles sont les plus courantes, responsables de maladies telles que la typhoïde et des infections intestinales. [6]

II-4-3-2 Virus

Les virus sont de très petite taille et leur concentration dans les eaux usées varie entre 10^3 et 10^4 particules/L. Leur détection est complexe en raison de leur taille et de la difficulté d'isolement. [6]

II-5 L'importance du traitement des eaux usées

La gestion des eaux résiduaires est essentielle pour une utilisation durable de l'eau et la préservation de la santé publique. Elle se révèle par plusieurs éléments fondamentaux :

II-5-1 protection de l'environnement

Le traitement des eaux usées contribue à minimiser les décharges polluantes dans l'environnement naturel, diminuant par conséquent les effets nocifs sur les écosystèmes aquatiques. Il participe à la sauvegarde de la biodiversité et à la préservation de la qualité des ressources hydriques.

II-5-2 préservation de la sante publique

L'eau polluée peut transmettre diverses maladies hydriques comme le choléra, la fièvre typhoïde ou la dysenterie. Le traitement approprié des eaux usées représente une protection fondamentale contre l'expansion de ces maladies, assurant une eau plus sécurisée pour les communautés. [7]

II-5-3 gestion des ressources en eau

Dans un cadre de croissance démographique et d'augmentation du stress lié à l'eau, le recours aux eaux usées traitées constitue une option stratégique. Elle contribue à atténuer la pression sur les ressources en eau douce et à améliorer leur exploitation, particulièrement dans les domaines agricole et industriel. [8]

II-5-4 respect des normes et exigences réglementaires

Des normes de qualité pour le rejet des eaux usées sont imposées par les lois nationales et internationales. Leur manipulation assure le respect des normes environnementales et de santé, tout en prévenant les pénalités légales ou les dommages aux environnements naturels.

II-6 Filière de traitement des eaux usées

Les techniques de traitement des eaux usées peuvent être classées en cinq étapes principales :

- **Prétraitement** : Retirer les plus gros polluants pour protéger les installations suivantes.
- **Traitement primaire** : Éliminer une partie des matières en suspension (MES) par décantation.
- **Traitement secondaire** : Dégrader la pollution organique dissoute, organiques, minérales et parfois l'azote.
- **Traitement tertiaire** : Affiner la qualité de l'eau pour des milieux sensibles ou la réutilisation.
- **Traitement des boues** :

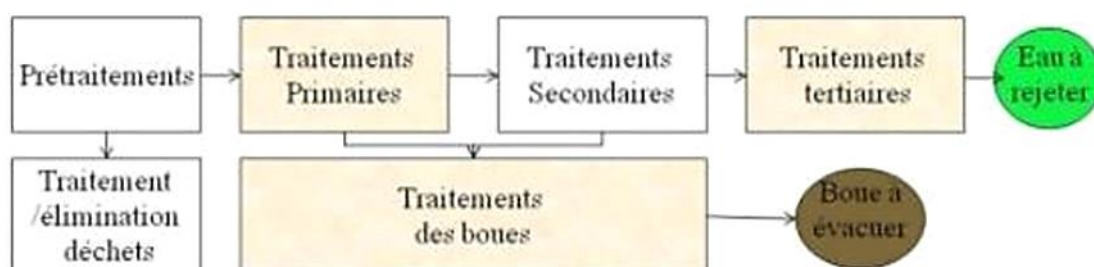


Figure II-1 : Les différents étapes du traitement des eaux usées.

II-6-1 prétraitement

Les eaux brutes subissent à l'arrivée d'une station d'épuration un certain nombre d'opérations mécaniques ou physiques destinées à extraire le maximum d'éléments dont la nature et la dimension constitueraient un gêne pour les traitements ultérieurs. Ces opérations sont le dégrillage, le tamisage, le dessablage, le déshuilage et le dégraissage. [9]

Le schéma ci-dessous permet de situer d'une manière succincte les différentes étapes du principe de traitement préliminaire d'une station d'épuration.

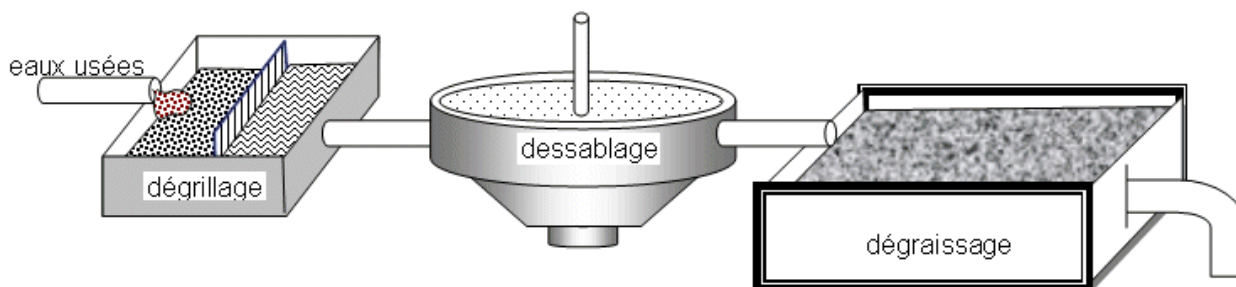


Figure II-2 : schéma de prétraitement des eaux usées de station d'épuration.

II-6-1-1 relevage

Les eaux usées arrivent généralement dans un collecteur enterré et donc nécessite un système de relèvement jusqu'aux prétraitement.

On peut avoir deux systèmes de relevage :

- Poste de pompage.
- Vis d'Archimède. [10]

II-6-1-2 le dégrillage

II-6-1-2-1 Caractéristiques du dégrillage

Le principe de dégrillage consiste en l'insertion d'une grille à travers les courants d'eau usée à prétraiter. Ses caractéristiques générales sont :

1)-Forme et position de la grille

La grille peut être droite ou courbée, les grilles droites peuvent être placées en position verticale ou inclinées par rapport au plan horizontal [9].

2)-Espacement des barreaux

L'espacement entre les barreaux permet de fixer la taille des déchets à éliminer. Pour cela, on distingue trois types de dégrillage, en fonction de la taille des détritiques à éliminer : [4].

- Un pré-dégrillage : espacement de 30 à 100 mm.
- Un dégrillage moyen : espacement de 10 à 30 mm.
- Un dégrillage fin : espacement de 3 à 10 mm.

3)-Vitesse de passage et pertes de charge

La vitesse de passage de l'eau doit permettre l'application des matières sur la grille sans provoquer des pertes de charge importantes, ni entraînement des colmatages en profondeur des barreaux.

- La vitesse moyenne de passage (v) se situe entre 0.6 m/s et 1.40 m/s en débit maximal.
- Les pertes de charge (Δh) varient de 0.05 à 0.15 m en eau de consommation, et de 0.1 à 0.40 m en eau résiduaire [4].

II-6-1-2-2 différents types de grilles

L'élimination des matières retenues par les grilles peut être effectuée manuellement ou mécaniquement : [1]

a. Grilles manuelles

Inclinées de 60° à 80° et nécessitant un nettoyage quotidien, elles sont utilisées dans les petites installations avec un espacement minimum de 30 cm entre les barreaux.

b. Grilles mécaniques

Automatiques, elles sont destinées aux stations pour 2 000 habitants ou plus. Elles évitent le colmatage et se déclinent en deux types :

- **Grilles courbes** : pour des profondeurs de canal de 0,5 à 1,8 m.

- **Grilles droites** : pour des profondeurs de 2 à 3 m avec un espacement des barreaux de 40 à 60 mm.

II-6-1-3 le tamisage

Le tamisage est une forme avancée de dégrillage, utilise des toiles filtrantes (0.1 à 4 mm) pour récupérer les déchets recyclables, protéger les canalisations et pompes, et réduire les dépôts et la fermentation. [1]

II-6-1-4 le dessableur

Il est important d'éliminer les sables présents dans l'effluent :

-Pour éviter leur sédimentation ultérieure, qui peut amener le bouchage de canalisations qu'il sera difficile de désobstruer, surtout si elles sont enterrées.

-Pour protéger les organes mécaniques en mouvement rapide (pompes de relèvement, axes de chaînes, rotors de centrifugeuses à boues).

Le dessablage concerne les particules minérales de diamètre supérieur à 0.2 mm environ, La vitesse de sédimentation de ces particules est fonction de la viscosité du liquide, la densité relative de la particule, et du diamètre de la particule. [11]

II-6-1-5 dégraisseur-déshuilage

C'est une opération destinée à éliminer les graisses et les huiles présentes dans les eaux résiduaires (station-service, abattoirs, industries alimentaires, ...).

Les inconvénients des graisses et huiles sont notamment :

- Envahissement des décanteurs.
- Diminution des capacités d'oxygénation des installations des traitements biologiques.
- Mauvaise sédimentation des boues dans le clarificateur.
- Bouchage des canalisations et des pompes.
- Acidification du milieu dans le digesteur anaérobie. [11]

II-6-2 traitement primaire

La turbidité et la couleur de l'eau sont causées par des particules colloïdales en suspension. Pour les éliminer, on utilise la coagulation, qui déstabilise les particules via l'ajout de sels cationiques, et la floculation, qui les regroupe en flocons éliminés par décantation et filtration. Ces méthodes sont courantes dans les grandes stations d'épuration, notamment en zones touristiques.

Les rendements de ce traitement sont les suivants :

- 85 à 95% des matières décantables.
- 50 à 65% des matières en suspension.
- 25 à 40% de la D.B.O et de la D.C.O. [12]

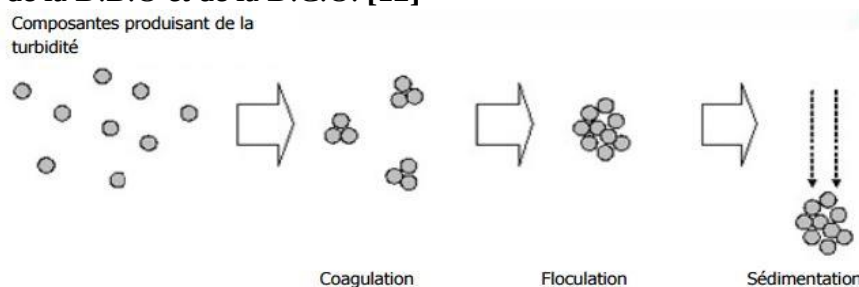


Figure II-3 : Schéma d'un procédé de coagulation- floculation

II-6-3 traitement secondaire

Le traitement biologique est une technique de réduction biologique de la matière organique restant dans le flux liquide après élimination de 40% à 60 % des solides en suspension et de 20 % à 40 % de la DBO5 par les procédés physiques du traitement primaire.

Le traitement secondaire est une technique qui exploite et accélère le processus naturel d'élimination des déchets. En présence d'oxygène, les bactéries aérobies transforment la matière organique en composés stables, tels que le dioxyde de carbone, l'eau, les nitrates et les phosphates. Ces traitements permettent de faire passer les éléments présents sous forme soluble ou colloïdale en éléments floculables, et de constituer des agrégats que l'on peut de nouveau séparer de la phase liquide. La production de nouveaux matériaux organiques est le résultat indirect du traitement biologique, et cette matière doit être éliminée avant que les eaux usées ne parviennent dans le milieu collecteur. Parmi les divers organismes responsables des phénomènes biologiques, les bactéries sont les plus importantes et les plus nombreuses. [13]

On distingue deux principaux types de procédés biologiques :

II-6-3-1 Procèdes extensifs

Les techniques extensives imitent les écosystèmes naturels pour favoriser la dégradation des polluants et protéger les écosystèmes. Elles nécessitent de grandes surfaces avec de faibles charges polluantes, les rendant adaptées aux petites collectivités rurales et aux zones d'habitat dispersé. [15]

II-6-3-1-1 L'épandage

L'analyse des boues des stations d'épuration montre qu'elles contiennent des quantités non négligeables de matières organiques et d'éléments fertilisants (azote, phosphore...) qui justifient leur utilisation en agriculture. Lorsque les boues sont épandues dans les conditions d'une bonne pratique agricole, cette utilisation ne présente pas de risques pour l'homme et l'environnement.

La mise en place d'une filière d'épandage de boues nécessite une étude préalable pour connaître les besoins des utilisateurs, la manière d'introduire l'épandage dans les plans de fertilisation, une connaissance des sols et de l'environnement. Cette étude détermine les équipements nécessaires pour la mise en place de la filière en fonction de la situation locale. [16]

II-6-3-1-2 Le lagunage

Le lagunage est un procédé naturel d'épuration des eaux usées qui consiste à faire circuler l'eau dans une série de bassins peu profonds appelés lagunes ou étangs de traitement. Ce système utilise l'action combinée du soleil, du vent, des micro-organismes (bactéries, algues, protozoaires) et de la décantation naturelle pour dégrader la matière organique, réduire la charge polluante et éliminer certains pathogènes. Il s'agit d'un procédé extensif, c'est-à-dire peu consommateur d'énergie et de maintenance, mais nécessitant de grandes surfaces. [14]

Les différents types de lagunages :

- **Lagunage aéré :**
 - Bassins dotés d'un système d'aération mécanique pour favoriser l'oxygénation.
 - Permet un traitement plus rapide et efficace.
 - Plus adapté aux collectivités moyennes.



Figure II-4 : photo d'un lagunage aéré.

- **Lagunage naturel (ou non aéré) :**
 - Utilise uniquement les mécanismes naturels (photosynthèse, respiration bactérienne, sédimentation).
 - Composé de plusieurs étangs en série :
 - Lagunage anaérobie : traitement de la matière organique sans oxygène.
 - Lagunage facultatif : zone avec et sans oxygène.
 - Lagunage aérobie : traitement final en présence d'oxygène.
- **Lagunage à microphytes (lagunage à plantes enracinées) :**
 - Utilise des plantes aquatiques comme le roseau, le jonc ou la massette.
 - Favorise le traitement par filtration, absorption racinaire et activité microbienne.

II-6-3-1-3 Les avantages et les inconvénients des procédés extensifs

Tableau II-2 : Les avantages et les inconvénients des procédés extensifs.

Procédé	Avantages	Inconvénients
Épandage	- Faible coût d'investissement et d'exploitation. - Technique simple et rustique. - Bon traitement de l'azote. - Aucune énergie nécessaire. - Peu ou pas de boues à traiter.	- Nécessite un sol perméable. - Forte emprise foncière. - Risque de pollution des nappes. - Colmatage possible du sol. - Sensible aux conditions météo.
Lagunage	- Fonctionnement sans énergie. - Bonne élimination des matières organiques et des germes. - Exploitation simple. - Robuste. - Peu de maintenance.	- Surface importante requise. - Faible rendement en hiver. - Odeurs possibles. - Risque de moustiques. - Production de boues à évacuer à long terme.

Tableau comparatif : Avantages et inconvénients des procédés extensif :[14] [17] [18]

II-6-3-2 procédés intensifs

Les procédés intensifs constituent les technologies les plus répandues dans les stations d'épuration des zones urbaines. Leur objectif est de concentrer, sur une emprise réduite, les mécanismes biologiques naturels de dégradation des matières organiques, en intensifiant leur action pour améliorer l'efficacité du traitement.

Trois grands types de procédés sont couramment utilisés :

- Les lits bactériens et les disques biologiques
- La biofiltration rapide ou filtration biologique accélérée.
- Le procédé des boues activées. [14]

II-6-3-2-1 lit bactérien

Le lit bactérien est un procédé de traitement biologique à cultures fixées. Il fonctionne en faisant ruisseler les eaux usées, préalablement clarifiées par décantation primaire, sur un massif de matériaux filtrants (naturels comme les graviers, ou synthétiques comme les supports plastiques). Ces matériaux servent de support à un biofilm de micro-organismes épurateurs.

L'aération du massif filtrant est assurée soit par tirage naturel, soit par ventilation forcée, afin d'apporter l'oxygène nécessaire au métabolisme des bactéries aérobies. Les matières organiques dissoutes dans l'eau et l'oxygène diffusent en sens opposé à travers le biofilm jusqu'aux micro-organismes. La structure du film biologique est stratifiée : les couches superficielles sont dominées par des bactéries aérobies, tandis que les couches profondes, moins oxygénées, abritent des bactéries anaérobies. Les produits de dégradation, tels que le dioxyde de carbone et les composés solubles, sont ensuite évacués avec les fluides liquides et gazeux. [14]

-Classement des lits bactériens selon la charge organique. [14]

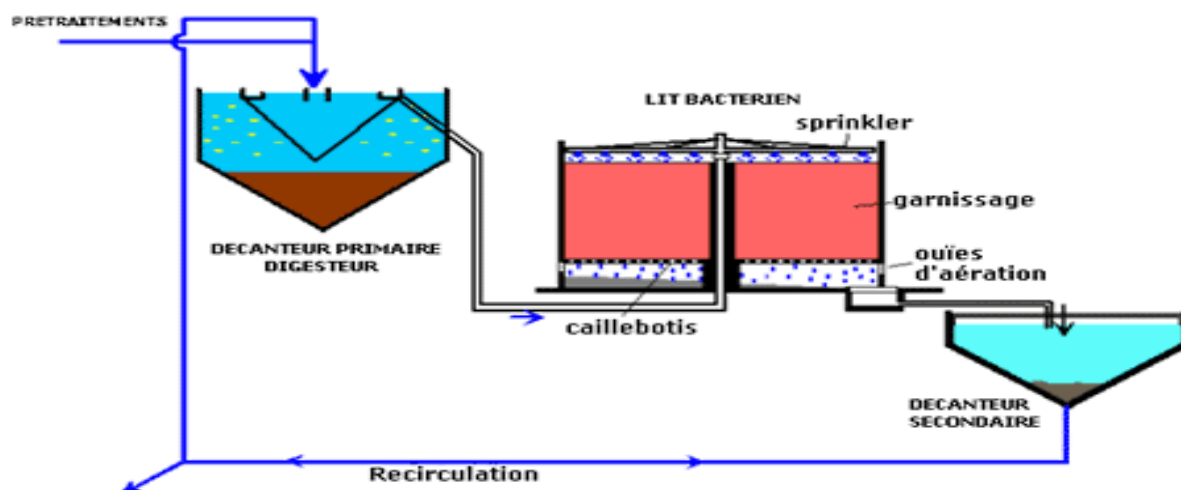


Figure II-5 : Schéma d'une station d'épuration comportant un lit bactérien

Tableau II-3 : Classement des lits bactériens selon la charge organique.

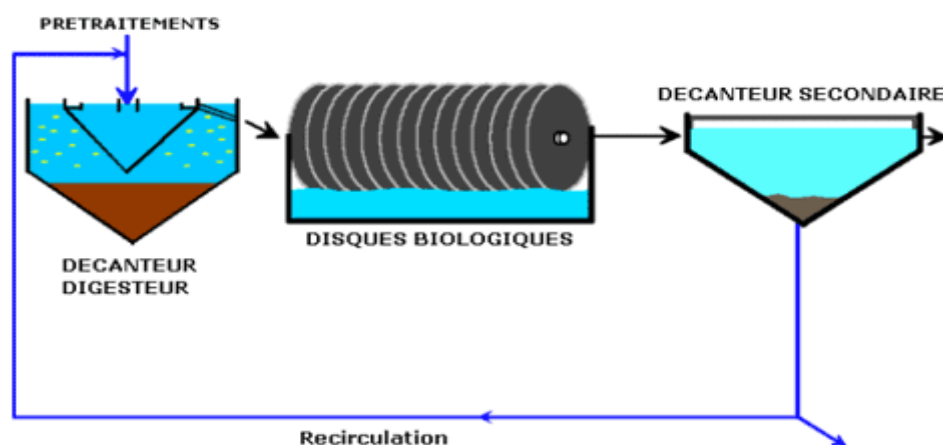
Type de lit bactérien	Charge organique appliquée (kg DBO ₅ /m ³ ·j)	Charge hydraulique (m ³ /m ² ·j)	Rendement épuratoire moyen	Observations
Lit bactérien à faible charge	0.08 à 0.4	1.5 à 4.5	Très bon (élimination DBO ₅ > 85 %)	Fonctionne sans recirculation. Risques de colmatage. Hauteur de lit : 1.5 à 2.5 m
Lit à charge moyenne	0.4 à 1.0	4.5 à 25	Bon (élimination DBO ₅ : 60–85 %)	Moins encombrant. Parfois besoin d'une recirculation partielle. Hauteur de lit : 2 à 3 m
Lit à forte charge	> 1.0	25 à 100	Moyen à faible (< 60 %)	Recirculation nécessaire. Plus compact. Utilisé pour un prétraitement.

II-6-3-2-2 disques biologiques

Dans les systèmes à disques biologiques, les micro-organismes épurateurs se développent sous forme d'un biofilm à la surface de disques rotatifs d'un diamètre de 2 à 3 mètres, partiellement immergés (environ 40 %) dans les eaux usées à traiter.

Au fur et à mesure de la rotation, les disques assurent une alternance entre l'exposition à l'air (apport d'oxygène) et l'immersion dans l'effluent (apport de substrats polluants). Ce mouvement favorise l'activité biologique aérobie nécessaire à la dégradation de la matière organique.

Avant le passage sur les disques, l'effluent est décanté pour éviter le colmatage des surfaces de contact. Les boues biologiques détachées du biofilm au cours du processus sont ensuite séparées de l'eau épurée à l'aide d'un clarificateur en aval. [14]

**Figure II-6** : Schéma d'une station d'épuration comportant un disque biologique

II-6-3-2-3 boues activées

Le procédé des boues activées repose sur un traitement biologique intensif, similaire au lagunage aéré, mais avec une particularité essentielle : la recirculation des boues issues du décanteur secondaire vers le bassin d'aération.

Cette recirculation entraîne deux conséquences majeures :

- Elle permet d'augmenter la concentration en biomasse active dans le bassin d'aération, ce qui autorise une plus grande activité biologique dans un volume plus réduit, optimisant ainsi l'espace nécessaire à l'installation ;
- Elle allonge le temps de séjour des micro-organismes par rapport à celui de l'eau, ce qui donne un meilleur contrôle des performances épuratoires : on peut ainsi maîtriser la nitrification et adapter l'oxydation de la matière organique selon les besoins du traitement. Ce procédé joue un rôle fondamental dans le traitement des eaux usées urbaines. Il s'agit d'une technologie éprouvée et largement utilisée à l'échelle mondiale dans les stations d'épuration. [4]

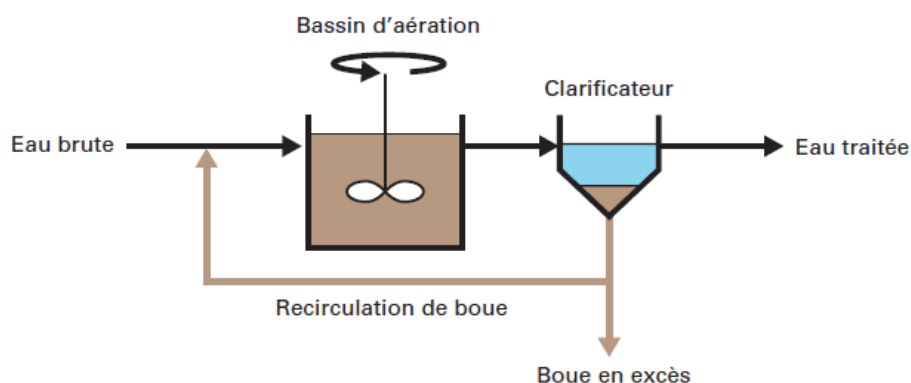


Figure II-7 : Schéma d'une station d'épuration à boues activées

II-6-3-2-4 Les avantages et les inconvénients des procédés intensifs

Tableau comparatif : Avantages et inconvénients des procédés extensif : [14] [18] [17]

Tableau II-4 : Les avantages et les inconvénients des procédés intensifs.

Procédé	Avantages	Inconvénients
Boues activées	- Très bon rendement en DBO5 et NH_4^+ - Bonne adaptabilité aux variations de charge - Installation compacte (forte biomasse en petit volume)	- Consommation énergétique élevée pour l'aération - Nécessite un personnel qualifié pour l'exploitation - Forte production de boues résiduelles
Lits bactériens	- Très faible consommation d'énergie (pas d'aération mécanique) - Faible production de boues - Exploitation simple	- Moins performant que les boues activées pour les fortes charges - Sensible au colmatage et aux conditions hivernales
Disques biologiques	- Faible besoin en énergie - Faible encombrement - Bon rendement pour les petites collectivités	- Coût d'investissement initial élevé - Sensible au gel, à la corrosion et aux variations de température

II-6-4 Élimination de l'azote par nitrification et dénitrification

L'élimination biologique de l'azote présent dans les eaux usées repose principalement sur deux étapes successives :

A. L'ammonification :

Il s'agit d'une première étape de dégradation des composés azotés organiques (protéines, urée, acides aminés, etc.) contenus dans les eaux usées. Sous l'action de micro-organismes, ces composés sont transformés en azote ammoniacal (NH_4^+). Ce processus a lieu généralement en milieu aérobie ou anaérobie. [14] [20]

B. La nitrification :

Il s'agit d'un processus aérobie, nécessitant la présence d'oxygène dissous. A dans cette étape, l'azote ammoniacal (NH_4^+) est d'abord oxydé en nitrites (NO_2^-) par des bactéries nitrifiantes du genre *Nitrosomonas*. Ensuite, d'autres bactéries telles que *Nitrobacter* transforment les nitrites en nitrates (NO_3^-). Cette double oxydation permet de rendre l'azote assimilable pour l'étape suivante. [14]

C. La dénitrification :

Cette étape se déroule en milieu anoxique, c'est-à-dire en absence d'oxygène libre mais en présence de nitrates comme accepteurs d'électrons. Des bactéries hétérotrophes dénitrifiantes utilisent les nitrates pour leur respiration, les réduisant successivement en azote gazeux (N_2) qui est ensuite libéré dans l'atmosphère. Ce mécanisme permet l'élimination définitive de l'azote sous forme gazeuse. [20]

D. L'assimilation :

Une partie de l'azote ammoniacal (NH_4^+) ou des nitrates (NO_3^-) est assimilée par les micro-organismes pour la synthèse de leur biomasse. Cet azote reste alors piégé dans les cellules et sera éliminé ultérieurement sous forme de boues en excès (boues secondaires) lors du traitement des boues. [14]

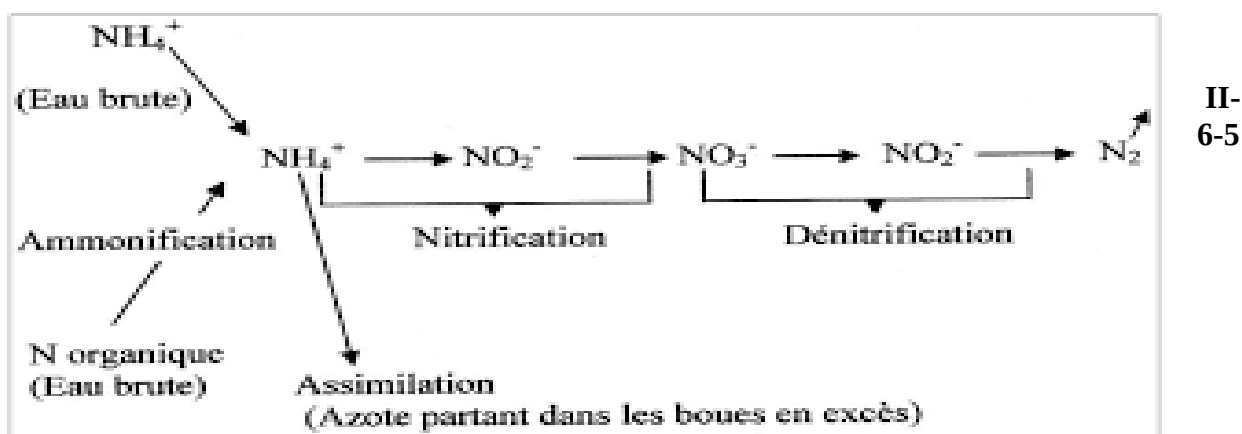


Figure II-8 : procédé de dégradation biologique de l'azote

clarificateur secondaire ou décanteur secondaire

Le décanteur secondaire sert à la séparation gravitaire de la biomasse (boues activées) et de l'eau traitée après le traitement biologique. Dans ce bassin, les solides sédimentent au fond, tandis que l'eau épurée s'écoule en surface. Une partie des boues est renvoyée vers le bassin biologique pour

maintenir l'activité microbienne, et l'excédent est évacué pour traitement ultérieur. Cette étape est essentielle pour garantir une efficacité optimale du système de traitement et la conformité de l'effluent aux normes. [20]

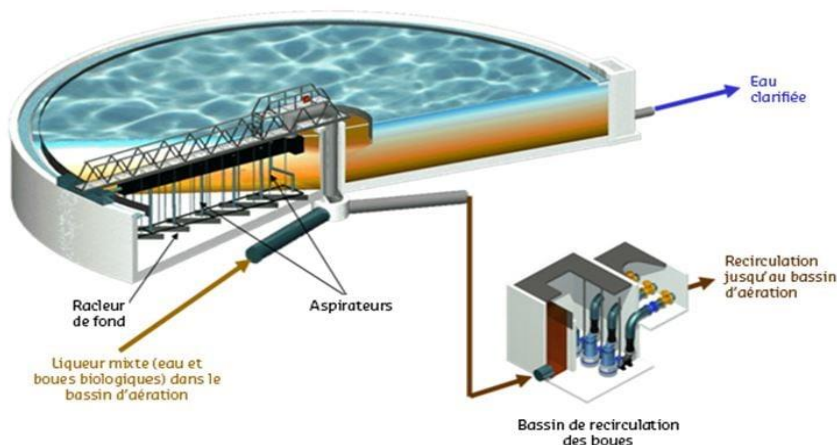


Figure II-9 : image de clarificateur

II-6-6 Traitement tertiaire

Le traitement tertiaire regroupe un ensemble de procédés complémentaires destinés à affiner la qualité de l'eau traitée, notamment pour répondre à des exigences environnementales strictes ou en vue de sa réutilisation. Il intervient après les traitements primaire et secondaire, et comprend des techniques de désinfection et d'élimination de micropolluants. [20]

II-6-6-1 La chloration

La chloration est l'une des méthodes les plus anciennes utilisées pour désinfecter les eaux usées. Elle consiste à introduire du chlore sous différentes formes (gazeux, hypochlorite, dioxyde de chlore) afin de détruire les agents pathogènes. Malgré son efficacité à faible dose et son faible coût, elle présente des risques pour l'environnement à cause du chlore résiduel qui peut nuire aux écosystèmes aquatiques. [21]

II-6-6-2 L'ozonation

L'ozone (O_3) est un puissant oxydant qui détruit les microorganismes présents dans l'eau, comme les bactéries, virus et coliformes. Ce gaz, instable, se dégrade rapidement en oxygène (O_2) après avoir réagi, ne laissant aucun résidu toxique. Ce procédé est particulièrement apprécié pour son efficacité et son respect de l'environnement. [21]

II-6-6-3 Les rayons ultraviolets (UV)

La désinfection par rayons UV repose sur l'utilisation de lampes émettant des rayons ultraviolets, capables d'inactiver les virus, bactéries, spores et kystes en altérant leur ADN. Cette méthode est rapide, sans ajout de produits chimiques, et n'engendre pas de sous-produits. [21]

II-6-6-4 Le charbon actif

L'adsorption sur charbon actif est utilisée pour capter les polluants organiques et certaines substances toxiques, souvent présentes à l'état de traces dans les eaux usées. Ce procédé est

particulièrement efficace pour éliminer **les** composés odorants, les pesticides, les hydrocarbures ou encore les résidus médicamenteux. [20]

II-6-6-5 La filtration sur sable

La filtration sur sable consiste à faire passer l'eau à travers une couche filtrante granulaire, après des étapes de coagulation, floculation et décantation. Elle permet de retenir les particules fines, de réduire la turbidité, d'éliminer une partie des micro-organismes, ainsi que certaines substances responsables de la couleur et du goût. [20]

II-6-7 Traitement des boues

Les boues issues du traitement des eaux usées sont composées en grande majorité d'eau (jusqu'à 95–99 %), répartie entre une eau libre (facile à éliminer mécaniquement) et une eau liée (plus difficile à extraire, nécessitant souvent un séchage thermique au-delà de 105°C). Le traitement a pour but de réduire leur volume et leur charge polluante, en vue de leur valorisation (agriculture, énergie) ou de leur élimination finale. [22]

II-6-7-1 Épaississement

L'épaississement est une étape initiale qui permet de réduire le volume des boues tout en consommant peu d'énergie. Il permet d'atteindre une siccité d'environ 10 %. Les techniques utilisées incluent :

- A. **Épaississement gravitaire** : Simple et économique, adapté aux grandes stations, mais peu performant pour les boues biologiques.
- B. **Épaississement dynamique** : Utilise la flottation, la centrifugation ou encore le drainage. [22]

II-6-7-2 Déshydratation et conditionnement

Cette phase permet d'augmenter la siccité des boues épaissies ou stabilisées jusqu'à 20–30 %, selon les procédés :

- Filtres-presses, filtres à bandes, presses à vis, ou centrifugeuses sont des équipements couramment utilisés. [22]

II-6-7-3 Séchage des boues

Le séchage permet d'éliminer l'eau restante, y compris l'eau liée. Il peut être réalisé :

- **Naturellement** : en lits de séchage, lagunes ou lits plantés.
- **Thermiquement** : par des procédés directs ou indirects, après une étape préalable de déshydratation mécanique. [22]

II-6-7-4 Stabilisation et hygiénisation

Ces étapes visent à réduire les risques sanitaires en limitant la fermentation et en éliminant les agents pathogènes. Cela permet une utilisation plus sûre des boues, notamment en agriculture. [22]

II-7 conclusion

Ce chapitre nous a permis de mieux comprendre l'origine, les caractéristiques et les types de pollution des eaux usées. L'étude des différentes étapes de traitement, notamment le procédé biologique par boues activées, montre l'importance d'un système bien conçu pour protéger l'environnement. Ces éléments sont essentiels pour assurer une épuration efficace et durable des effluents.

Chapitre III : Conception et Dimensionnement de la Station d'Épuration.

III-1 Introduction

La conception et le dimensionnement d'une station d'épuration visent à traiter les eaux usées pour protéger l'environnement et la santé publique. Ce processus comprend l'évaluation des besoins (débits et charges), le choix du procédé adapté et le calcul des ouvrages pour respecter les normes de rejet. Il doit concilier contraintes techniques, économiques et réglementaires afin d'assurer des installations durables et performantes.

III-2 évaluation des débits et des charges polluantes

Les paramètres de dimensionnement sont présentés sous forme de tableau :

Tableau III-1 : Les bases de dimensionnement sont rappelées ci-dessus

Paramètres	Unités	Horizon 2050
Equivalent habitant	E.H	200 000
Charge hydraulique		
Volume journalier	m ³ /j	32 000
Débit moyen de temps sec	m ³ /h	1 334
Débit de pointe temps sec	m ³ /h	2 174
Charge polluante		
Charge journalière en DCO	Kg/j	26 000
Charge journalière en DBO ₅	Kg/j	12 000
Charge journalière en MES	Kg/j	14 000
Charge en azote (NTK)	Kg/j	2 000

III-2-1 La concentration de la matière polluante

La concentration de différents polluants est donnée par la relation suivante :

$$C = \frac{L_0}{Q_j} \text{ (mg/l)} \dots\dots\dots \text{ (III.1)}$$

C : La concentration de la matière polluante dans l'eau à épurer en (mg/L).

Q_j : Le débit total journalier entré à la STEP (m³/j).

L₀ : charge polluante (kg/j).

III-2-2 la biodégradabilité

Un effluent brut du type domestique présente les caractéristiques suivantes :

- **DCO** = 26000 kg/j = 812.5 mg/l
- **DBO₅** = 12000 kg/j = 375 mg/l

Le rapport $\frac{DCO}{DBO_5} = 2.16 < 3$

L'effluent biodégradable à condition de mettre en place un traitement adéquat (on ajoute des bactéries).

III-2-3 Performances exigées

La qualité de l'effluent traité par la filière de traitement doit respecter les caractéristiques suivantes :

1- Qualité des eaux après traitement biologique :

Tableau III-2 : Les caractéristiques exigées des eaux traitées biologiquement

Paramètres	Unités	Concentration en mg/l	Rendement minimum d'élimination en %
DBO ₅	mg/l	≤25	≥90
DCO	mg/l	≤90	≥80
MES	mg/l	≤30	≥90
NGL	mg/l	≤10	>80

2- Qualité des eaux après traitement tertiaire :

Tableau III-3 : Les caractéristiques exigées des eaux traitées tertiairement

Paramètre	Valeur
DBO	< 15 mg/l
DCO	<60 mg/l
MES	≤10 mg/l

III-3 Dimensionnement des ouvrages du procédé boue active

Le dimensionnement des ouvrages de la station est basé sur le débit de pointe ainsi que sur les différentes charges polluantes à éliminer.

III-3-1 prétraitement**III-3-1-1 dégrillage****A- Largeur de la grille "B"**

La largeur de la grille est donnée par l'expression suivante :

$$B = \frac{S \cdot \sin \alpha}{h_{max} \cdot (1-a) \cdot c} \dots \dots \dots (III-2)$$

Avec :

- B : La largeur de la grille (m).
- S : Surface de passage de l'effluent.
- α : L'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontale se situe entre 60° et 80°.
- h_{max} : La hauteur maximale admissible de l'eau sur une grille, $h_{max} = (0,15 \text{ à } 1,5)$.
- a : Fraction de la surface couverte par les barreaux, tel que :

$$a = \frac{d}{d+e} \dots \dots \dots (III-3)$$

- d : Epaisseur des barreaux (cm).
- e : Espacement des barreaux (cm).

Tableau III-4 : Espacement et épaisseur des barreaux

Paramètre	Grille grossière	Grille fine
d(cm)	2	1
e(cm)	5	2

- c : Coefficient de colmatage de grille.
- Pour une grille manuelle, c= (0.1 à 0.3).
- Pour une grille mécanique, c= (0.4 à 0.5).
- S : Surface de passage de l'effluent.

B- la surface "S"

La surface de la grille est donnée par l'expression suivante :

$$S = \frac{Q_{pts}}{a * V_e * c} \dots \dots \dots (III-4)$$

- Q_{pts} : Débit de pointe en temps sec (m^3/j).
- V_e : Vitesse de l'écoulement à travers la grille (m/s), sa valeur est comprise en générale entre 0,50 m/s et 1 m/s. Cette vitesse peut atteindre 1 à 1,20 m/s au débit maximal.

C- Perte de charge (ΔH)

Les pertes de charge à travers la grille sont exprimées par l'équation de Kirschmer :

$$\Delta H = \beta * \left(\frac{d}{e}\right)^{\frac{4}{3}} * \sin(\theta) * \frac{V^2}{2g} \dots \dots \dots (III-5)$$

- d : Diamètre des barreaux (m).
- e : Espacement entre les barreaux (m).
- θ : Angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontale, exprimé en degrés (°).
- β : Coefficient prenant en compte la forme des barreaux.

Les valeurs de β sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III-5 : Les valeurs du coefficient de forme des barreaux

Types des barreaux	β
Section rectangulaire	2.42
Section rectangulaire arrondi en semi-circulaire à l'amont	1.83
Section rectangulaire arrondi en semi-circulaire à l'amont et à l'aval	1.67
Section circulaire	1.79
Section ovoïde avec une grande largeur à l'amont	0.76

On prend : $\beta=1.79$ une section circulaire.

D- Nombre des barreaux (N_b)

On a : $B = N_e * e + N_b * d$

Alors : $N_b = \frac{B-e}{e+d} \dots \dots \dots (III-6)$

- d : diamètre des barreaux.
- e : espacement des barreaux.
- N_e : nombre d'espacement $N_e = N_b + 1$.
- N_b : nombre des barreaux.
- B : la largeur de la grille.

E- calcul des volumes de déchets retenus au niveau des grilles

Le volume des déchets retenus par le dégrilleur dépend de l'espacement des barreaux ainsi que de la nature des eaux usées :

$$\frac{12}{e} < V_{ret} < \frac{15}{e} \dots \dots \dots (III-7)$$

Le volume des déchets donne par les expressions suivantes :

$$\left. \begin{aligned} V_{max} &= \frac{N \cdot V_{ret.max} \cdot 10^{-3}}{365} \\ V_{min} &= \frac{N \cdot V_{ret.min} \cdot 10^{-3}}{365} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (III-8)$$

- N : nombre d'équivalent habitant.
- V_{ret.max} : Le volume maximum retenu par la grille par habitant.
- V_{ret.min} : Le volume minimum retenu par la grille par habitant.
- V_{max} : Le volume maximum retenu par la grille par jour.
- V_{min} : Le volume minimum par la grille par jour.
- e : espacement des barreaux.

III-3-1-1-1 cas du dégrilleur grossier

Les données utilisées pour le dimensionnement du dégrilleur grossier sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-6 : Les données de base de dimensionnement du dégrillage grossier

Paramètre	Q _{pts} (m ³ /s)	Ve (m/s)	θ	h _{max} (m)	d (cm)	e (cm)	c	a
Horizon 2050	0.6	1.2	60	1	2	5	0.5	0.285

a. La surface de la grille (S) : on utilise la formule (III-4)

$$S = 3.5 \text{ m}^2$$

b. La largeur de la grille (B) : on utilise la formule (III-2)

$$B = 8.47 \text{ m}$$

c. Pertes de charge : on utilise la formule (III-5)

$$\Delta H = 0.0335 \text{ m}$$

d. Nombre des barreaux Nb : on utilise la formule (III-6)

$$Nb = 120 \text{ barreaux}$$

$$Ne = 121 \text{ espacements}$$

e. Volume de déchets retenus au niveau des grilles :

On utilise la formule (III-7)

$$V_{ret.min} = 12/5 = 2.4 \text{ l/EH/an.}$$

$$V_{ret.max} = 15/5 = 3 \text{ l/EH/an.}$$

On utilise la formule (III-8)

$$V_{min} = 1.3 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$V_{max} = 1.64 \text{ m}^3/\text{j}$$

III-3-1-1-2 cas du dégrilleur fin

Les données utilisées pour le dimensionnement du dégrilleur fin sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-7 : Les données de base de dimensionnement du dégrillage fin

Paramètre	Q_{pts} (m ³ /s)	V_e (m/s)	θ	h_{max} (m)	d (cm)	e (cm)	c	a
Horizon 2050	0.6	1.2	60	1	1	2	0.5	0.67

a. La surface de la grille (S) : on utilise la formule (III-4)

$$S = 1.49 \text{ m}^2$$

b. La largeur de la grille (B) : on utilise la formule (III-2)

$$B = 7.82 \text{ m}$$

c. Pertes de charge : on utilise la formule (III-5)

$$\Delta H = 0.0451 \text{ m}$$

d. Nombre des barreaux Nb : on utilise la formule (III-6)

$$Nb = 260 \text{ barreaux}$$

$$Ne = 261 \text{ espacements}$$

e. Volume de déchets retenus au niveau des grilles :

On utilise la formule (III-7)

$$V_{ret.min} = 12/2 = 6 \text{ l/EH/an.}$$

$$V_{ret.max} = 15/2 = 7.5 \text{ l/EH/an.}$$

On utilise la formule (III-8)

$$V_{min} = 3.28 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$V_{max} = 4.1 \text{ m}^3/\text{j}$$

III-3-1-2 dessableur-déshuilage

Le dessablage permet d'éliminer les solides des dimensions supérieures à 200 μm (sable, gravier) par décantation. Le déshuilage (dégraissage) permet d'éliminer les huiles et graisses par flottation en injectant de l'air de bas en haut de l'ouvrage. [6]

III-3-1-2-1-dimensionnement de dessableur

Pour la décantation des particules il faut vérifier la condition suivante : [6]

$$\frac{L}{H} < \frac{V_e}{V_s} \dots\dots\dots(III-9)$$

- L : Longueur du bassin (m).

- H : Profondeur du bassin (H = 1 à 2.5 m). [10]

- V_e : Vitesse horizontale ou vitesse d'écoulement ($v_e = 0.2$ à 0.5 m/s).

- V_s : Vitesse de sédimentation ou de décantation ($v_s = 10$ à 15 m/h pour le débit de pointe en temps sec et $v_s = 40$ à 70 m/h pour le débit de pointe en temps de pluie). [10]

- L/H : varie de 10 à 15.

- T_s : Temps de séjour qui varie de 10 à 15 min avec un minimum de 5 minutes. [10]

Tableau III-8 : Les paramètres proposés pour le dimensionnement de l'ouvrage

Paramètres	Q_{pts} (m ³ /s)	H (m)	V_e (m/s)	V_s (m/s)	L/H	T_s (min)
Valeur	0.6	2	0.4	0.004	12	10

a. Le volume de dessableur

Il est calculé avec la relation suivante :

$$V = Q_{pts} * T_s \dots\dots\dots(III-10)$$

- Q_{pts} : débit de pointe en temps sec (m^3/s)

- T_s : temps de séjour (min)

$$V = 0.6 * 10 * 60 = 360 m^3$$

b. La surface horizontale de dessableur

On a : $Sh = \frac{V}{H} \dots \dots \dots (III-11)$

$$Sh = \frac{360}{2} = 180 m^2$$

c. Calcul de la longueur du bassin

$$L/H = 12 ; L = 12 * 2 = 24 m \text{ donc } L = 24m$$

d. Calcul de la largeur du bassin

$$Sh = l * L ; l = Sh/L = 180/24 = 7.5m \text{ Alors } l = 7.5m$$

e. Calcul de volume d'air à insuffler dans le dessableur

La quantité d'air à insuffler varie de 1 à 1,5 m^3 d'air / m^3 d'eau. [23]

$$Q_{air} = Q_{pts} * V \dots \dots \dots (III-12)$$

-V : Volume d'air à injecter (m^3), on prend $V = 1.5 m^3$

- Q_{pts} : débit de pointe en temps sec (m^3/s)

$$Q_{air} = 0.6 * 1.5 = 0.9 m^3/s$$

$$Q_{air} = 3240 m^3/h$$

f. Vérification de la condition de dimensionnement

$$\frac{L}{H} < \frac{V_e}{V_s} \text{ Donc } \frac{24}{2} < \frac{0.4}{0.004}$$

$12 < 100$ alors la condition de dimensionnement est vérifiée.

III-3-1-2-2-dimensionnement de déshuileur

a. Volume de déshuileur

On a : $V = Q_{pts} * T_s$

- T_s : Le temps de séjour dans le dégraisseur varie de 8 à 15 minutes.

Donc : $V_{dés} = 360 m^3$

b. La surface horizontale de déshuiler

On a : $Sh = \frac{Q_{pts}}{V_{asc}} \dots \dots \dots (III-13)$

Avec :

- V_{asc} : La vitesse ascensionnelle maximale est de 15 m/h

$$Sh = 145 m^2$$

c. La largeur de dessableur-déshuileur

On prend une surface horizontale rectangulaire telle que $L = 2 \times B$.

$$B = \sqrt{\frac{S}{2}} \dots \dots \dots (III-14)$$

Donc : $B = 7.5 m$

d. La longueur de dessableur-déshuileur

Donc :

$$L = 17 \text{ m}$$

III-3-1-2-3 Quantité de matières éliminées par le dessableur-déshuileur**a. Pour le dessableur**

Le dessableur permet d'éliminer 80 % de la matière minérale présente dans les eaux usées. La matière minérale constitue 20 % de la charge en matières en suspension (MES), tandis que les 80 % restants correspondent aux matières volatiles en suspension (MVS). [24].

$$MES = 80\% \text{ MVS} + 20\% \text{ MM} \dots \dots \dots (III.15).$$

- La charge en MES à l'entrée du dessableur est **MES = 14000 Kg/j.**
- Les matières volatiles en suspension (MVS) présentes dans les MES sont :

$$MVS = 0.8 \times 14000 = \mathbf{11200 \text{ Kg/j.}}$$

- Les matières minérales présentes dans les (MES) sont :

$$MM = 0.2 \times 14000 = \mathbf{2800 \text{ Kg/j.}}$$

- Les matières minérales éliminées :

Un dessableur permet d'éliminer 80% des matières minérales totales.

$$Mme = 0.8 \times 2800 = \mathbf{2240 \text{ Kg/j.}}$$

- Les matières minérales à la sortie de dessableur : $MMs = MM - Mme = 2800 - 2240 = \mathbf{560 \text{ Kg/j.}}$
- Les MES à la sortie de dessableur : $MESs = MVS + MMs = 11200 + 560 = \mathbf{11760 \text{ Kg/j.}}$

b. Pour le dégraisseur :

Le dégraisseur élimine 80% la de graisse, et la graisse représente 35% de la DCO des eaux usées. Donc le dégraisseur élimine 28% de la DCO. [24].

$$DCO \text{ sortie} = 26000 \times 0.72 = \mathbf{18720 \text{ kg/j.}}$$

$$DCO \text{ éliminée} = DCO \text{ entrée} - DCO \text{ sortie} = 26000 - 18720 = \mathbf{7280 \text{ kg /j.}}$$

III-3-2 traitement primaire (physico-chimique)**III-3-2-1 dimensionnement de décanteur primaire**

On va dimensionner un décanteur d'une forme circulaire pour des raisons économiques avec les caractéristiques suivantes :

Tableau III-9 : Les paramètres proposés pour le dimensionnement de l'ouvrage

Paramètres	$Q_{pts} \text{ (m}^3/\text{s)}$	$Vc \text{ (m/h)}$	$Ts \text{ (h)}$
Valeur	0.6	2	1

Tel que :

- V_c : La vitesse de chute (charge superficielle) ;
- T_s : Temps de séjour (heure).

a. le volume de décanteur primaire :

Il est calculé avec la relation suivante :

$$V_{dp} = Q_{pts} * T_s \dots \dots \dots (III-16)$$

Donc : $V_{dp} = 2174 \text{ m}^3$

b. la surface horizontale de décanteur

On a :

$$S_h = \frac{Q_{pts}}{V_c} \dots \dots \dots (III-17)$$

Donc : $S_h = 1087 \text{ m}^2$

c. le diametre de décanteur

$$D = \sqrt{\frac{4 * S}{\pi}} \dots \dots \dots (III-18)$$

Donc : $D = 37.21 \text{ m}$

III-3-2-2 Evaluation des charges éliminées par le décanteur primaire

La décantation physique permet d'éliminer 30 % de la DBO5 et ainsi que 30 % de la DCO, ainsi que 50 % de MES ainsi que 20 % d'azote totale. [12]

Tableau III-10 : Evaluation des charges éliminées par le décanteur primaire

Polluants	Horizon 2050			Concentration	
	Entrée (kg/j)	Éliminée (kg/j)	Sortie (kg/j)	Entrée (mg/l)	Sortie (mg/l)
DBO5	12000	3600	8400	375	262.5
DCO	18720	5616	13104	585	409.5
MES	11760	8820	2940	367.5	182.85
NTK	2000	400	1600	62.5	50

II-3-3 Traitement secondaire

Le procédé proposé repose sur la technologie des boues activées. Sa mise en œuvre nécessite l'installation de plusieurs ouvrages essentiels, à commencer par un bassin biologique subdivisé en différentes zones. La zone anoxique favorise la dénitrification de l'azote. Vient ensuite la zone d'aération, où les eaux usées sont mises en contact avec une biomasse bactérienne assurant simultanément la nitrification de l'azote et la dégradation de la pollution organique. Enfin, un clarificateur est intégré afin de séparer l'eau traitée de la culture bactérienne en excès, garantissant ainsi une bonne qualité de l'effluent final.

III-3-3-1 calculer le rendement d'élimination

$$R = \frac{\text{concentration de polluants}_{\text{entree}} - \text{concentration de polluants}_{\text{sortie}}}{\text{concentration de polluants}_{\text{entree}}} \dots \dots \dots (III-19)$$

Tableau III-11 : Evaluation des charges éliminées par le décanteur primaire

Polluants	Concentration entrée (mg/l)	Concentration sortie (mg/l)	Rendement d'élimination %
DBO5	262.5	20	92.38
DCO	409.5	80	80.46
MES	182.85`	18	90.15
NGL	50	10	80

Le procédé permet de satisfaire aux rendements minimaux d'élimination exigés par la réglementation, donc on est en face d'un traitement à boues activées à faible charge.

Pour notre cas : [25]

-Une Charge massique : $0.1 < C_m < 0.25$ (kg DBO₅/kg MVS/j)

on prend $C_m = 0.25$ kg DBO₅/kg MVS/j

-Une Charge volumique : $0.3 < C_v < 0.8$ (kg DBO₅/j/m³)

On prend $C_v = 0.6$ kg DBO₅/j/m³

III-3-3-2 dimensionnement de bassin d'aération

Bassin biologique est dimensionné en fonction des charges massique et volumique. Il sera de forme rectangulaire, avec une longueur L, une largeur B et une hauteur H.

a. Le volume de bassin d'aération

$$C_v = \frac{L_0}{V} \leftrightarrow V = \frac{L_0}{C_v} \dots \dots \dots (III-20)$$

- C_v : La charge volumique en (Kg DBO₅. m⁻³j⁻¹).

- L_0 : La charge en DBO₅ à l'entrée du bassin d'aération en (Kg/j).

- V : Le volume du bassin en (m³).

Donc : $V = 14000 \text{ m}^3$

Le volume utile par un bassin : $V_u = V/2 = 14000/2 \leftrightarrow V_u = 7000 \text{ m}^3$

b. La hauteur de bassin d'aération

H est compris entre 3 et 5 m, on prend $H = 5 \text{ m}$.

c. La surface horizontale de bassin d'aération

$$S_h = \frac{V}{H} \dots \dots \dots (III-21)$$

Donc : $S_h = 2800 \text{ m}^2$

La surface utile par un bassin : $S_{hu} = S_h/2 = 2800/2 \leftrightarrow S_{hu} = 1400 \text{ m}^2$

d. Longueur (L) et largeur (l) du bassin

Si on prend : $L = 2l$

$$S_{hu} = L * l = 2 * l^2 \leftrightarrow l = \sqrt{\frac{S_{hu}}{2}} \leftrightarrow l = 18.7 \text{ m}$$

$$\leftrightarrow L = 37.41 \text{ m}$$

e. Le temps de Sejour

$$t_s = \frac{V_u}{Q_{pts}} \dots \dots \dots (III-22)$$

Donc : $t_s = 3.219 \text{ h} = 3 \text{ h } 13 \text{ min } 16 \text{ s}$

III-3-3-3 calcul les charges polluants**a. La charge de DBO₅ éliminé (Le)**

$$L_{\acute{e}} = R * L_0 \dots \dots \dots (III-23)$$

Donc : $L_{\acute{e}} = 7759.92 \text{ kg/j}$

b. La charger de DBO₅ a la sortie du bassin (Ls)

$$L_s = L_0 - L_{\acute{e}} \dots \dots \dots (III-24)$$

Donc : $L_s = 640.08 \text{ kg/j}$

c. La charge de DCO éliminé (DCOé)

$$DCO_{\acute{e}} = R * DCO_0 \dots \dots \dots (III-25)$$

Donc : $DCO_{\acute{e}} = 10543.47 \text{ kg/j}$

d. La charger de DCO a la sortie du bassin (DCOs)

$$DCO_s = DCO_0 - DCO_{\acute{e}} \dots \dots \dots (III-26)$$

Donc : $DCO_s = 2560.52 \text{ kg/j}$

e. La charge de MES éliminé (MESé)

$$MES_{\acute{e}} = R * MES_0 \dots \dots \dots (III-27)$$

Donc : $MES_{\acute{e}} = 2650.41 \text{ kg/j}$

f. La charger de MES a la sortie du bassin (MESs)

$$MES_s = MES_0 - MES_{\acute{e}} \dots \dots \dots (III-28)$$

Donc : $MES_s = 289.59 \text{ kg/j}$

III-3-3-4 La masse et la concentration des boues dans le bassin**a. La masse des boues dans le bassin Xa**

$$Xa = \frac{L_0}{Cm} \dots \dots \dots (III-29)$$

Donc : $Xa = 33600 \text{ kg}$

b. Concentration des boues dans le bassin [Xa]

$$[Xa] = \frac{Xa}{V} \dots \dots \dots (III-30)$$

Donc : $[Xa] = 2.4 \text{ kg/m}^3$

Tableau III-12 : Résultats définitifs du dimensionnement de bassin biologique.

Paramètre	Unite	Horizon 2050
Debit journalier (Qj)	m ³ /j	32000
Le débit de pointe en temps sec (Q _{pts})	m ³ /h	2174
Le volume utile par bassin (V _u)	m ³	7000
La surface utile par bassin (S _u)	m ²	1400
Hauteur (H)	m	5
Longueur (L)	m	37.41
Largeur (l)	m	18.7
Temps de séjour (t _s)	h	3.219
La charge de DBO ₅ éliminé (L _e)	kg/j	7759.92
La charger de DBO ₅ a la sortie du bassin (L _s)	kg/j	640.08
La charge de DCO éliminé (DCOé)	kg/j	10543.47
La charger de DCO a la sortie du bassin (DCOs)	kg/j	2560.52
La charge de MES éliminé (MESé)	kg/j	2650.41
La charger de MES a la sortie du bassin (MESs)	kg/j	289.59
La masse des boues dans le bassin X _a	kg	33600
Concentration des boues dans le bassin [X _a]	kg/m ³	2.4

III-3-3-5 Les besoins en oxygène

Les bactéries constituant la boue activée ont besoin d'oxygène pour vivre et reproduction d'une part, et pour dégrader la pollution d'une autre part. Cet oxygène est apporté généralement par des aérateurs. [6]

a. Besions theorique en oxygene

$$q_{O_2} = a' * L_e + b' * X_a \dots \dots \dots (III-31)$$

- **q_{O2}** : Besoin en oxygène en (kgO₂/j).

- **a'** : Coefficient déterminant la fraction d'oxygène consommée pour fournir de l'énergie de synthèse, Il dépend de la charge massique (C_m). **a' = 0.5 * (C_m)^{-0.12}**

- **L_e** : La charge en DBO₅ éliminé en (kg DBO₅/ j)

- **b'** : Coefficient cinétique de la respiration endogène. **b' = 0.13 * (C_m)^{0.16}**

- **X_a** : Quantité de boues (MVS) présentes par jour dans le bassin d'aération (kg).

$$- a' = 0.5 * (0.25)^{-0.12} = 0.59$$

$$- b' = 0.13 * (0.25)^{0.16} = 0.104$$

$$q_{O_2} = 0.59 * 7759.92 + 0.104 * 33600 = 8072.7528 \text{ kg O}_2/\text{j}$$

b. La quantité horaire d'oxygène nécessaire

$$q_{O_2h} = \frac{q_{O_2}}{24} = \frac{8072.75}{24} = 336.36 \text{ kg O}_2/\text{h}$$

c. La quantité d'oxygène nécessaire pour m³ du bassin

$$q_b = \frac{q_{O_2}}{V} = \frac{8072.75}{14000} = 0.57 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3 \cdot \text{j}}$$

III-3-3-6 Dimensionnement de bassin d'anoxie

a. Calcul de la masse d'azote à nitrifier

$$N_{nit} = NK_{entree} - N_{opr} - N_{ass} - N_{NH_4^+rejet} - N_{ors} \dots \dots \dots (III-32)$$

- NK entrée : Masse d'azote.

- Nopr : Masse organique particulaire réfractaire, égal à 2% NK entrée.

- Nass : Masse d'azote assimilée par les bactéries, égal à 0,05*DBO5éliminée.

- N-NH₄⁺ rejet : Masse d'azote ammoniacal rejetée avec l'eau épurée, égal à 5mg/l × volume

Journalier.

- Nosr : Masse d'azote organique soluble réfractaire, égal à 2% NKentrée

$$NK_{entrée} = 1600 \text{ kg/j}$$

$$N_{opr} = N_{osr} = 32 \text{ kg/j}$$

$$N_{ass} = 387.996 \text{ kg/j}$$

$$N\text{-NH}_4^+ \text{ rejet} = 160 \text{ kg/j}$$

Donc :
$$N_{nit} = 988 \text{ kg/j}$$

b. Calcul de la masse d'azote à dénitrifier

$$N_{denit} = N_{nit} - N_{NO_3rejet} \dots \dots \dots (III-33)$$

Avec :

- NNO₃ rejet : Masse journalière d'azote nitrique rejetée avec l'eau épurée, égal à (8mg/l × volume journalier).

$$N_{NO_3rejet} = 256 \text{ kg/j}$$

$$N_{denit} = 732 \text{ kg/j}$$

c. Volume de bassin d'anoxie

$$V = \frac{N_{denit} * 1000}{V_a * [MVS] * 24} \dots \dots \dots (III-34)$$

-V_a : cinétique de dénitrification en gramme de N NO₃ /Kg de MVS/h,

V_a = 3 g de N NO₃ /Kg de MVS/h ;

- [MVS] : Concentration des boues activées dans le bassin en g/l ;

[MVS] est compris entre 3 et 6 g/l ; on prend [MVS] = 6 g/l

Donc:
$$V = 3050 \text{ m}^3$$

d. Surface horizontale de bassin d'anoxie

On prend $H = 5\text{m}$.

Donc : $S_h = 610\text{ m}^2$

e. La largeur de bassin d'anoxie

La largeur de bassin d'anoxie = La largeur de bassin biologique.

Donc : $l = 18.7\text{ m}$.

f. La longueur de bassin d'anoxie

$$L = 32.62\text{ m}$$

III-3-3-7 Détermination des caractéristiques de l'aérateur**a. Choix de système d'aération**

On choisit les aérateurs de surface pour les avantages qu'ils offrent, qui sont les suivants :

- La simplicité de l'installation et d'utilisation.
- Leur rendement énergétique.
- Leur possibilité de brassage.

b. Capacité totale d'oxygène transféré (N_0)

Elle est calculée à l'aide de la relation d'HORMANIK.

$$N_0 = (1.98 * 10^{-3} * P_a) + 1 \dots \dots \dots (III-35)$$

- N_0 : Capacité totale d'oxygène transférée en ($\text{kg O}_2/\text{kWh}$).

- P_a : Puissance par m^2 du bassin avec $P_a = 30$ à 40 w/m^2 , on prend $P_a = 35\text{ W/m}^2$.

Donc : $N_0 = (1.98 * 10^{-3} * 35) + 1 = 1,07\text{ kgO}_2/\text{kWh}$

c. Quantité d'oxygène par unité de puissance

$$N = N_0 * \left[\frac{\beta * (C_s - C_L)}{C_s} \right] * \alpha * E^{(T-20^\circ)} \dots \dots \dots (III-36)$$

- N : Quantité d'oxygène par unité de puissance en (kgO_2/kwh).

- C_L : Concentration en O_2 dissous dans l'eau à $T = 25^\circ$, $C_L = 1.5$ à 2 mg/L . Soit $C_L = 2\text{ mg/L}$

- C_s : Concentration de saturation en O_2 à la surface du bassin, pour un aérateur de surface $C_s = 9.2\text{ mg/L}$.

- β : Coefficient qui traduit l'effet des solides dissous et la concentration en matières dégradables sur la saturation en oxygène, $\beta = 0.8$ à 0.95 . On prend $\beta = 0.95$

- α : Facteur de correction qui relie le transfert d' O_2 à la surface de l'eau usée, $\alpha = 0.8$

- E : Coefficient de température, ($E = 1.02$).

Donc : $N = 0.702\text{ kgO}_2/\text{kWh}$

d. Puissance agitation

$$E_b = S_h * P_a \dots \dots \dots (III-37)$$

- E_b : Puissance d'agitation en (w).

- S_h : Surface horizontale du bassin en (m²).

- P_a : Puissance par m² du bassin avec $P_a = 30$ à 40 w/m². Soit $P_a = 35$ W/m²

Donc : $E_b = 2800 * 35 = 98000$ W = **98 kW**

e. Puissance nécessaire à l'aérateur

$$E_a = \frac{q_{O_2h}}{N} \dots \dots \dots (III-38)$$

- E_a : Puissance nécessaire à l'aérateur en (kW).

- q_{O_2h} : Quantité horaire d'oxygène nécessaire (kg O₂/h).

- N : Quantité d'oxygène par unité de puissance en (kg O₂/kWh).

Donc : $E_a = \frac{336.36}{0.702} = 479.145$ kW

f. Nombre d'aérateur

$$n = \frac{E_a}{E_b} \dots \dots \dots (III-39)$$

Donc : **$n = 5$ aerateurs pour chaque bassin**

Tableau III-13 : Résultats de calcul des besoins en oxygène.

Parametres	unites	Horizon 2050
Besoin en oxygène (q_{O_2})	kgO ₂ /j	8072.7528
La quantité horaire d'oxygène nécessaire (q_{O_2h})	kgO ₂ /h	336.36
La quantité d'oxygène nécessaire pour m ³ du bassin (q_b)	Kg/m ³ /j	0.57
Puissance par m ² du bassin (P_a)	W/m ²	35
Capacité totale d'oxygène transférée (N_o)	KgO ₂ /kwh	1.07
Quantité d'oxygène par unité de puissance (N)	KgO ₂ /kwh	0.702
Puissance d'agitation (E_b)	kW	98
Puissance nécessaire à l'aérateur (E_a)	kW	479.145
Nombre d'aérateur (n)	-	5

III-3-3-8 bilan des boues

a. Calcul de la quantité des boues en excès

La quantité de boues en excès est déterminée par la formule d'Eckenfelder.

$$\Delta x = X_{min} + X_{dur} + a_m \cdot L_e - b \cdot X_a - X_{eff} \dots \dots \dots (III-40)$$

- X_{min} : Boues minérales (20% de MES_s) en (kg/j).

- X_{dur} : Boues difficilement biodégradable (20 % de MVS) en (kg/j).

- a_m : Coefficient de rendement cellulaire (augmentation de la biomasse par l'élimination de DBO₅),

$a_m = 0.55$

- L_e : Quantité de DBO₅ éliminée en (kg/j).

- **b** : Fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène, $b = \frac{b'}{1.44}$.
- **b'** : Coefficient cinétique de respiration endogène ; $b' = 0.09 \Rightarrow b = 0.0625$
- **X_a** : Masse totale journalière de MVS dans le bassin (kg).
- **X_{eff}** : Fuite de MES avec l'effluent (dépend des normes de rejet, égale à 30 mg/L)

Alors :

MESs = 11760 kg/j (la sortie de dessableur- déshuileur)

X_{min} = 20% MESs = 2352 kg/j

X_{dur} = 20% MVS = 20% * [80% MESs] = 1881.6 kg/j

A_m.Le = 0.55 * 7759.92 = 4267.956 kg/j

b.X_a = 0.0625 * 33600 = 2100 kg/j

X_{eff} = (30 * 10⁻⁶ * 10³) * 32000 = 960 kg/j

Donc:

$$\Delta x = 2352 + 1881.6 + 4267.95 - 2100 - 960 = 5441.55 \text{ kg/j}$$

b. Concentration des boues en excès

$$X_m = \frac{1200}{I_m} \dots \dots \dots (III-41)$$

- **X_m**: Concentration des boues en excès en (kg/m³).
- **I_m** : Indice de Mohlman. C'est le volume en (ml) occupée par un gramme de boue après 30 minutes de décantation.
- Si 80 < I_m < 150 : les boues sont bien décantables.
- Si I_m > 150 : risque d'une mauvaise décantation et les boues recyclées seront claires.
- Si I_m < 80 : boues sont très minéralisées et peu actives.

Tableau III-13 : Les valeurs de I_m en fonction de C_m

C_m	0.035	0.065	0.09	0.15	0.30	0.60	0.90
I_m	150	150	150	170	200	250	300

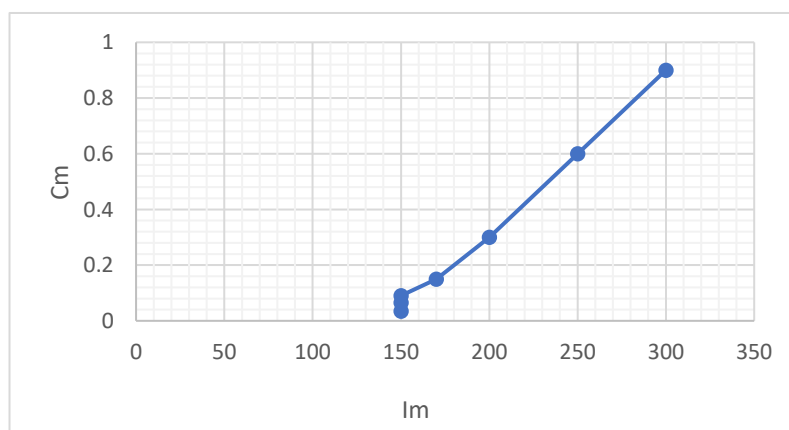


Figure III-1 : C_m en fonction de I_m

Notre cas, $C_m = 0.25$ donc $I_m = 190$

Alors:

$$X_m = 6.31 \text{ kg/m}^3$$

c. Débit de boues en excès

Ce débit est donné par:

$$Q_{exces} = \frac{\Delta x}{X_m} \dots \dots \dots (III-42)$$

Q_{exces} : débit de boues en excès en (m^3/j).

Donc:

$$Q_{exces} = 862.369 \text{ m}^3/\text{j}$$

d. Débit spécifique

Il est donné par la formule suivante :

$$q_{sp} = \frac{\Delta x}{V} \dots \dots \dots (III-43)$$

$$q_{sp} = 0.38 \text{ kg/m}^3/\text{j}$$

e. Taux de recyclage (R)

Il est donné par la formule suivante :

$$R = \frac{[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]} * 100 \dots \dots \dots (III-44)$$

$$R = 61.38 \%$$

f. Débit de boues recyclées

Il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = R * Q_{moy} \dots \dots \dots (III-45)$$

$$Q_r = 19641.6 \text{ m}^3/\text{j}$$

g. Age des boues

C'est le rapport entre la quantité de boues présentes dans le bassin d'aération et la quantité de boues retirées quotidiennement.

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta x} \dots \dots \dots (III-46)$$

$$A_b = 6.17 \approx 6 \text{ jours}$$

Tableau III-14 : Résultats de bilan des boues

parametre	unite	Horizon 2050
La quantité de boues en excès (Δx)	Kg/j	5441.55
Concentration des boues en excès (X_m)	Kg/m ³	6.31
Débit de boues en excès (Q_{exces})	m ³ /j	862.369
Débit spécifique par m ³ du bassin (q_{sp})	Kg/m ³ /j	0.38
Le taux de recyclage en (R)	%	61.38
Débit de boues recyclées (Q_r)	m ³ /j	19641.6
Age des boues (A_b)	jours	6

III-3-3-9 Dimensionnement du décanteur secondaire (clarificateur)

Le clarificateur a pour but la séparation de l'eau et les boues. L'eau épurée est destinée vers le traitement tertiaire ou vers le milieu naturel. Les boues déposées dans le clarificateur sont en partie recirculées vers le bassin d'aération, ou évacuées vers les installations de traitement de boues pour le cas des boues en excès (épaississement, déshydratation ...) [6]

Tableau III-15 : Les données de base de dimensionnement de clarificateur.

Parametres	Qpts (m ³ /h)	Ts (h)	H (m)
Horizon 2050	2174	2	4

a. Le volume de décanteur secondaire

$$V = Q_{pts} \times T_s$$

Donc :

$$V = 4348 \text{ m}^3$$

Le volume unitaire :

$$V_u = \frac{V}{2} = 2174 \text{ m}^3$$

b. La surface horizontale

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

Donc :

$$S_h = 1087 \text{ m}^2$$

La surface unitaire :

$$S_{hu} = 543.5 \text{ m}^2$$

c. Le diametre de chaque clarificateur

$$D_u = \sqrt{\frac{4 \times S_u}{\pi}}$$

Donc :

$$D_u = 26.3 \text{ m}$$

Tableau III-16 : Résultats de calcul du clarificateur

Parametre	unite	Horizon 2050
nombre	-	2
Débit de pointe en temps sec (Q_{pts})	m ³ /h	2174
La surface unitaire (S_u)	m ²	543.5
Le volume unitaire (V_u)	m ³	2174
Le diamètre pour chaque bassin (D)	m	26.3
La hauteur (H)	m	4
Le temps de séjour (t_s)	h	2

III-3-4 Traitement tertiaire

III-3-4-1 filtration sur sable

Dans un système de filtration sur sable, une couche de sable de granulométrie adaptée est utilisée. L'eau traverse ce lit à une vitesse relativement faible, ce qui permet de retenir les particules en suspension dans les espaces intergranulaires. La séparation se fait de deux manières : les particules

plus grosses que les pores du lit sont retenues par filtration mécanique, tandis que les particules plus fines s'adsorbent sur les grains de sable. Au fur et à mesure que le sable se charge en matières en suspension, un gâteau de filtration se forme en surface, réduisant la porosité et améliorant l'efficacité de séparation.

III-3-4-2 Étude technico-économique des méthodes de désinfection

Dans les stations de traitement des eaux usées, la filtration sur sable est fréquemment associée à des procédés avancés tels que l'ozonation et les ultraviolets (UV) afin d'améliorer la qualité de l'eau destinée à l'irrigation, en éliminant efficacement les contaminants microbiens et organiques. Dans notre démarche, nous nous intéressons à deux méthodes de désinfection, l'ozonation et les UV, afin d'identifier celle qui est la plus adaptée. L'objectif est de mener une analyse comparative approfondie permettant de déterminer la solution la plus pertinente pour nos besoins.

Tableau III-17 : Résultats de calcul du clarificateur

Caractéristique	Désinfection par UV	Désinfection par Ozonation
Principe de fonctionnement	Utilise des rayons ultraviolets pour inactiver les micro-organismes en endommageant leur ADN.	Produit de l'ozone (O_3), puissant oxydant, qui détruit les micro-organismes et oxyde la matière organique.
Avantages	- Coût initial généralement plus faible pour les petites installations. - Efficacité élevée contre les bactéries et virus. - Pas de formation de sous-produits chimiques significatifs.	- Élimine une partie de la DCO récalcitrante. - Réduit les goûts et odeurs désagréables. - Efficace même pour une eau faiblement clarifiée.
Inconvénients	- Moins performant pour l'élimination des odeurs et des composés organiques. - Nécessite un prétraitement (filtration) pour éviter l'ombrage des rayons UV par les MES. - Remplacement périodique des lampes.	- Investissement initial plus élevé (générateurs et systèmes de dosage). - Coûts de maintenance supérieurs. - Formation possible de sous-produits (ex. bromates).
Espace requis	Installation compacte nécessitant peu de place.	Nécessite davantage d'espace pour les générateurs et l'infrastructure associée.
Consommation d'énergie	Plus faible en général que l'ozonation.	Plus élevée en raison de la production d'ozone.
Temps de contact nécessaire	Court, mais conditionné par un prétraitement efficace pour limiter la turbidité.	Relativement court également, dépend du système mis en place.
Élimination des goûts et odeurs	Moins efficace que l'ozonation.	Très performant pour supprimer goûts et odeurs.
Applications courantes	Désinfection de l'eau potable et traitement tertiaire des eaux usées.	Désinfection et traitement avancé des eaux usées, traitement de l'eau potable dans certains cas.
Coûts opérationnels	Généralement inférieurs à ceux de l'ozonation (faible consommation d'énergie et entretien limité).	Plus élevés, principalement à cause de la consommation énergétique et de la maintenance.

Après une analyse approfondie des méthodes de désinfection par ozonation et par ultraviolets (UV), la désinfection par UV, combinée à la filtration par sable en tant que prétraitement, est considérée comme le choix optimal

III-3-4-3 Désinfection par lampes UV

Ces dernières années, les ultraviolets (UV) se sont imposés comme l'une des principales technologies de désinfection des eaux usées urbaines. Ils offrent une efficacité élevée, avec un fort taux d'inactivation des micro-organismes. Bien que nécessitant un investissement initial relativement important, ce procédé présente l'avantage majeur de ne pas produire de sous-produits de désinfection.

Le principe repose sur l'altération de l'ADN ou de l'ARN des agents pathogènes (bactéries, virus, protozoaires), ce qui empêche leur reproduction et leur transmission. Pour cela, on utilise généralement des lampes à mercure basse pression, capables d'émettre environ 85 % de leur énergie dans une longueur d'onde germicide, particulièrement efficace contre les micro-organismes présents dans les eaux usées.

III-3-4-4 dimensionnement de traitement tertiaire

III-3-4-4-1 Dimensionnement de filtre à sable

Ce filtre présente une granulométrie moyenne comprise entre 0,8 et 1,5 mm, avec une épaisseur variant de 0,9 à 1,2 mètres.

a. La surface du lit de sable

Le calcul de la surface est en fonction de la vitesse de filtration optimale (V_f) qui varie entre 5 à 7 m/h.

$$V_f = \frac{Q_{pts}}{S_{lit}} \leftrightarrow S_{lit} = \frac{Q_{pts}}{V_f} \dots \dots \dots (III-47)$$

Avec :

- S_{lit} : Surface du lit (m^2).

- Vitesse de filtration, on prendra $V = 5$ m/h

Donc :

$$S_{lit} = 434.8 \text{ m}^2$$

a. Les pertes de charge

Pour déterminer les pertes de charge dans tout régime d'écoulement, la formule d'Ergun sera utilisée.

$$\frac{\Delta P}{H} = \frac{150 \cdot (1-\varepsilon)^2 \cdot v \cdot \mu}{\varepsilon^3 \cdot d_p^2} + \frac{1.75 \cdot (1-\varepsilon) \cdot v^2 \cdot \rho}{\varepsilon^3 \cdot d_p} \dots \dots \dots (III-48)$$

Avec :

- ΔP : Perte de charge (m).

- H : Hauteur du lit (m).

- V : Vitesse de filtration (m/s).

- d_p : Diamètre moyen des particules (m).

- ρ : Masse volumique du sable (kg/m^3).

- μ : Viscosité dynamique de l'eau à 20°C (Pas).

- ε : Porosité initiale du lit.

Tableau III-18 : Propriétés du lit de filtration.

d (mm)	ρ (kg/m ³)	ε	μ (Pas)	H (m)
1	2610	0.4	10^{-3}	1

Donc:
$$\frac{\Delta P}{H} = 1659.3 \frac{pa}{m} = 1.6593 * 10^3 \frac{pa}{m}$$

Donc pour $d_p = 1\text{mm}$; $\frac{\Delta P}{H} = 1.6593 * 10^3 \frac{pa}{m}$ soit environ **0.16 m de charge**

III-3-4-4-2 Dimensionnement de rétro-lavage

a. La vitesse de sédimentation de l'eau du média filtrant

$$U_t = U_t' * \left(\frac{\rho f^2}{\mu f * (\rho p - \rho f) * g} \right)^{-\frac{1}{3}} \dots \dots \dots (III-49)$$

Tel que:

$$U_t' = \left[\left(\frac{18}{d_p^2} \right) + \left[\frac{(2.355 - 1.744 * \Phi)}{d_p^{0.5}} \right] \right]^{-1} \dots \dots \dots (III-50)$$

Avec :

- U_t : Vitesse de sédimentation (m/s).
- U_t' : Vitesse terminal sans dimension de particule (m/s).
- ρf : Viscosité du fluide (kg/m³).
- Φ : Facteur de la forme de sable.
- g : L'accélération de la pesanteur.

Tableau III-19 : Caractéristique des fluides du rétro-lavage.

	Masse volumique a 20°C (ρf)(kg/m ³)	Viscosite dynamique (pas) a 20°C
L'eau	1000	10^{-3}
L'air sec	1.204	$1.87 * 10^{-5}$

$$U_t' = \left[\frac{18}{10^{-6}} + \left(\frac{2.355 - 1.744 * 1}{(10^{-3})^{0.5}} \right) \right]^{-1}$$

Donc :
$$U_t' = 5.55 * 10^{-8} \text{ m/s}$$

-La vitesse de sédimentation de l'eau du média filtrant

$$U_{eau} = 5.55 * 10^{-8} * \left(\frac{1000^2}{10^{-3} * (2610 - 1000) * 9.81} \right)^{-\frac{1}{3}}$$

Donc :
$$U_{eau} = 1.39 * 10^{-9} \text{ m/s}$$

-La vitesse de sédimentation de l'air du média filtrant

$$Ut_{air} = 5.55 * 10^{-8} * \left(\frac{1.204^2}{1.87 * 10^{-3} * (2610 - 1.204) * 9.81} \right)^{-\frac{1}{3}}$$

$$Ut_{air} = 3.84 * 10^{-8} \text{ m/s}$$

b. Le debit de lavage

La vitesse ascendante de l'eau et de l'air doit être d'environ 10% de la vitesse de sédimentation du média filtrant.

$$Q = 0.1 * Ut_i * S_{lit} \dots \dots \dots (III-51)$$

-Le débit d'eau de lavage

$$Q_{eau} = 0.1 * 1.39 * 10^{-9} * 434.83$$

$$Q_{eau} = 6.04 * 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}$$

-Le débit d'air de lavage

$$Q_{air} = 0.1 * 3.84 * 10^{-8} * 434.83$$

$$Q_{air} = 1.669 * 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

c. La perte de charge du média filtrant

$$\Delta P = H * g * (1 - \varepsilon) * (\rho_p - \rho_f) \dots \dots \dots (III-52)$$

-La perte de charge de l'eau du média filtrant

$$\Delta P_{eau} = 10^{-3} * 9.81 * (1 - 0.4) * (2610 - 1000)$$

$$\Delta P_{eau} = 9.48 \text{ m}$$

-La perte de charge de l'air du média filtrant

$$\Delta P_{air} = 10^{-3} * 9.81 * (1 - 0.4) * (2610 - 1.204)$$

$$\Delta P_{air} = 15.35 \text{ m}$$

d. Le volume nécessaire à la phase de rétro-lavage

On a :

$$V_i = Q_i * T_{\text{rétro-lavage}} \dots \dots \dots (III-53)$$

- Q_i : débit de lavage.

- Trétro-lavage : le temps d'injection.

On prend : 6 min comme temps d'injection de l'eau et 4 min d'injection de l'air

-Le volume d'eau à la phase de rétro-lavage

$$V_{eau} = 6.04 * 10^{-8} * 6 * 602 = 2.1744 * 10^{-5} \text{ m}^3$$

-Le volume d'air à la phase de rétro-lavage

$$V_{air} = 1.669 * 10^{-6} * 4 * 60 = 4.0056 * 10^{-4} \text{ m}^3$$

Tableau III-20 : Résultats définitifs du dimensionnement de filtre à sable.

parametres	unite	Horizon 2050
Surface du lit de sable (Slit)	m ²	434.8
Perte de charge d'un filtre à sable (ΔP)	Pa/m	$1.65 * 10^3$
Vitesse de sédimentation de l'eau du média filtrant (U_t eau)	m/s	$1.39 * 10^{-9}$
Vitesse de sédimentation de l'air du média filtrant (U_t air)	m/s	$3.84 * 10^{-8}$
Débit d'eau de lavage (Q_{eau})	m ³ /s	$6.04 * 10^{-8}$
Débit d'air de lavage (Q_{air})	m ³ /s	$1.669 * 10^{-6}$
Perte de charge de l'eau du média filtrant (ΔP eau)	m	9.48
Perte de charge de l'air du média filtrant (ΔP air)	m	15.35
Volume d'air à la phase de rétro-lavage (V_{eau})	m ³	$2.1744 * 10^{-5}$
Volume d'air à la phase de rétro-lavage (V_{air})	m ³	$4.0056 * 10^{-4}$

e. Evaluation des charges éliminées par le filtre à sable

Le filtre à sable permet d'éliminer 90 % de la DBO₅, 80 % de la DCO et 83 % de MES. [20]

Le tableau suivant récapitule les quantités éliminées et les compare avec les normes de réutilisation :

Tableau III-21 : tableau des résultats des charges éliminées

Paramètre	Quantité entrée (mg/l)	Pourcentage d'élimination %	Quantité éliminé (mg/l)	Qualité des eaux après le filtre à sable (mg/l)	Normes Réutilisation (mg/l)
DBO₅	20	90	18	2	< 15
DCO	80	80	64	16	< 60
MES	9.05	83	7.5	1.55	< 10

III-3-4-4-3 Dimensionnement de système UV

Le bassin sera de forme rectangulaire, de longueur L, de largeur B et de hauteur H.

a. Le volume de bassin UV

$$V = Q_{pts} * T_s$$

Avec : $T_s = 30$ min

Donc : $V = 1087 \text{ m}^3$

b. La surface horizontale de bassin UV

On prend : $H = 4$ m

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

Donc : $S_h = 271.75 \text{ m}^2$

c. La largeur et la longueur de bassin UV

On prend : $L = 2B$

Donc : $B = 11.65 \text{ m}$

Alors : $L = 23.31 \text{ m}$

III-3-4-4 Détermination la dose UV requise

La dose UV habituellement utilisée pour le traitement de l'eau se situe généralement entre 30 et 40 mJ/cm^2 , Prenons 30 mJ/cm^2 comme valeur.

a. Estimation de la transmittance UV de l'eau

L'eau purifiée a généralement une bonne transmittance UV. Supposons une transmittance de 95% pour 1 cm.

b. La puissance UV nécessaire

$$\text{puissance UV (W)} = \frac{\text{dose} \left(\frac{\text{mJ}}{\text{cm}^2} \right) * \text{debit} \left(\frac{\text{L}}{\text{s}} \right)}{\text{transmittance}(\%)} \dots \dots \dots \text{(III-54)}$$

$$\text{puissance UV (W)} = \frac{30 * \frac{2174 * 10^3}{3600}}{0.95}$$

Donc : $\text{puissance UV (W)} = 19070.17 \text{ W}$

c. Nombre des lampes UV

On choisit d'utiliser des lampes UV de 400 W chacune ; Donc :

$$N = \frac{\text{puissance}}{400} \dots \dots \dots \text{(III-55)}$$

Donc : $N = 48 \text{ lampes}$

III-3-5 Traitement des boues

III-3-5-1 Dimensionnement de l'épaississeur

a. Boues issues du décanteur primaire (ΔX_p)

$$\Delta X_p = \text{MES}_{\text{elimine}} + \text{DBO5}_{\text{elimine}} + \text{DCO}_{\text{elimine}}$$

$$\Delta X_p = 18036 \text{ kg/j}$$

b. Boues issues du décanteur secondaire (ΔX_s)

$$\Delta X_s = 5441.55 \text{ kg/j}$$

c. Débit journalier de boues entrant dans l'ouvrage (Q_t)

➤ la quantité totale journalière des boues sera

$$\Delta X_t = \Delta X_s + \Delta X_p$$

Donc : $\Delta X_t = 23477.55 \text{ kg/j}$

➤ La concentration de la boue à l'entrée de l'épaississeur

- Pour les boues primaires $S_1 = 20 \text{ à } 30 \text{ g/l}$.

- Pour les boues secondaires $S_2 = 10 \text{ g/l}$.

➤ Le débit arrivant du décanteur primaire

$$Q_1 = \frac{\Delta X_p}{S_1} \dots \dots \dots (III-56)$$

Donc : $Q_1 = 601.2 \text{ m}^3/j$

➤ Le débit arrivant du décanteur secondaire

$$Q_2 = \frac{\Delta X_s}{S_2} \dots \dots \dots (III-57)$$

$$Q_2 = 544.15 \text{ m}^3/j$$

Donc : $Q_{total} = 1145.35 \text{ m}^3/j$

➤ La concentration de mélange

$$S_{mélange} = \frac{\Delta X_t}{Q_{total}} \dots \dots \dots (III-58)$$

$$S_{mélange} = 20.498 \text{ g/l}$$

d. Volume de l'épaississeur (Ve)

$$V_e = Q_t * T_s$$

-Ts : Temps de séjour, on prend Ts = 2 jours.

Donc : $V_e = 2290.7 \text{ m}^3$

e. Surface de l'épaississeur (Se)

$$S_e = \frac{V_e}{H}$$

Tel que : la hauteur H varie entre 3 et 4 m, on prend : **H= 4m**

Donc : $S_e = 572.675 \text{ m}^2$

f. Diamètre de l'épaississeur

$$D_e = \sqrt{\frac{4 * S_e}{\pi}}$$

Donc : $D_e = 27 \text{ m}$

g. Débit des boues sorties de l'épaississeur

$$Q_{be} = \frac{\Delta x}{C_{be}} \dots \dots \dots (III-59)$$

-Cbe : la concentration des boues entre 80 et 100 g/l, on prend Cbe = 100 g/l

$$Q_{be} = 234.77 \text{ m}^3/j$$

III-3-5-2 Dimensionnement de stabilisateur aérobie

La digestion, ou élimination de la matière organique, se fait ici par digestion aérobie en présence d'oxygène. D'autres méthodes incluent la digestion anaérobie et la stabilisation chimique avec ajout de chaux.

a. Volume de digesteur (Vdi)

$$Vdi = XB\Pi * T_s$$

Tel que : $XB\Pi = Q_{be}$; et $T_s = 25$ jours.

Donc : $Vdi = 5944.25 \text{ m}^3$

b. Surface de digesteur (Sdi)

La hauteur H varie entre 3 et 4 m, On prend : $H = 4 \text{ m}$

Donc : $Sdi = 1486.06 \text{ m}^2$

c. Diamètre de digesteur (Ddi)

Donc : $Ddi = 43.5 \text{ m}$

III-3-5-3 Dimensionnement de lit de séchage

Les boues épaissies issues du traitement sont déversées sur des lits spécialement aménagés pour leur déshydratation par drainage et évaporation naturelle. Ces ouvrages sont délimités par des murettes périphériques et constitués, du haut vers le bas :

- D'une couche filtrante de sable,
- Reposant sur une couche de gravier,
- Sous laquelle sont installés des drains collecteurs permettant l'évacuation des eaux de percolation (filtrat).

La hauteur maximale de boues déposées est de 40 cm afin de garantir une bonne aération et un séchage homogène.

L'alimentation des lits est réalisée par remplissages successifs tous les 2 à 3 jours, ce qui favorise la décantation, le drainage et limite les problèmes d'odeurs. La durée de séchage varie de 4 à 6 semaines, en fonction des conditions climatiques (ensoleillement, pluviométrie, température, vent).

Pour un lit alimenté en un seul point, les dimensions optimales sont :

- Largeur : 8 m
- Longueur : 20 à 30 m

Ces caractéristiques permettent une bonne répartition des boues et un fonctionnement efficace du dispositif.

On choisit les dimensions suivantes :

$$B = 8 \text{ m} ; L = 30 \text{ m} ; H = 0,4 \text{ m}.$$

a. Le volume d'un lit

$$V = b * L * H \dots\dots\dots (III-60)$$

Donc : $V = 96 \text{ m}^3$

b. Nombre de lits nécessaires à chaque épandage

Le processus de séchage des boues sera effectué quotidiennement, avec une période de latence correspondant à l'enlèvement des boues séchées et au nettoyage des lits. Le volume des boues à extraire quotidiennement, V_i , correspond à la quantité de boues à retirer, qui est :

$$V_i = \frac{Q_f}{[\text{boues s}]} \dots \dots \dots (III-61)$$

Avec :

- $Q_f = \text{MVSs} = 11200 \text{ Kg/j}$.

- $[\text{Boues s}]$: La concentration des boues du stabilisateur varie entre 20 et 60 g/l, on prend 50 g/l

Donc : $V_1 = 224 \text{ m}^3$

-Nombre de lits nécessaires à chaque épandage :

$$n \geq \frac{V_1}{V} \dots \dots \dots (III-62)$$

Donc : $n = 3 \text{ lits}$

c. Volume des boues épandues par lit et par an

On considère qu'un lit est utilisé environ 12 fois par an.

On a : $V_2 = 12 * V_1 \dots \dots \dots (III-63)$

Donc : $V_2 = 2688 \text{ m}^3$

d. Le volume des boues à sécher par année

On a : $V_{ba} = V_2 * 365 \dots \dots \dots (III-64)$

Donc : $V_{ba} = 81760 \text{ m}^3$

e. Nombre de lits nécessaires par année

On a : $N \geq \frac{V_{ba}}{V_2} \dots \dots \dots (III-65)$

Donc : $N = 31 \text{ lits}$

f. Surface nécessaire

$$St = S_0 * N \dots \dots \dots (III-66)$$

Où : S_0 : surface d'un lit de séchage : $S_0 = L * b = 30 * 8 = 240 \text{ m}^2$.

Donc : $St = 240 * 31 = 7440 \text{ m}^2$.

Les résultats définitifs du dimensionnement des ouvrages de traitements des boues pour les deux horizons sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-22 : Résultats définitifs du calcul de traitements des boues.

Paramètres	Unité	Horizon 2050
Epaississeur		
Débit journalier de boues entrant dans l'ouvrage (Qt)	m ³ /j	1145.35
Volume de l'épaississeur (Ve)	m ³	2290.7
Surface horizontale (Se)	m ²	572.67
Hauteur (He)	m	4
Diamètre (De)	m	27
Temps de séjour (Ts)	j	2
Débit des boues à la sortie (Qbe)	m ³ /j	234.77
Stabilisateur aérobie		
Volume de digesteur (Vdi)	m ³	5944.25
Hauteur de digesteur (Hdi)	m	4
Surface de digesteur (Sdi)	m ³	1486.06
Diamètre de digesteur (Ddi)	m	43.5
Lit de séchage		
Le volume d'un lit. (Vlit)	m ³	96
Nombre de lits nécessaires à chaque épandage. (n)	Lits	3
Le volume des boues à extraire quotidiennement (V1)	m ³	224
Volume des boues épandues par lit et par an (V2)	m ³	2688
Le volume des boues à sécher par an (Vba)	m ³	81760
Nombre de lits nécessaires (N)	Lits	31
Surface nécessaire	m ²	7440

III-4 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons procédé au dimensionnement des différents ouvrages de la station d'épuration de la ville d'OUED GHIR, en intégrant les besoins projetés à l'horizon 2050, pour les traitements primaire et secondaire. Les autres étapes de traitement ont été évaluées directement sur la base des besoins. La filière retenue assure une qualité d'eau épurée conforme aux normes de réutilisation en irrigation et garantit, en parallèle, un rejet sécurisé dans le milieu naturel.

**Chapitre IV :
dimensionnement de
collecteur d'amené**

IV-1 Introduction

L'étude porte sur le dimensionnement du collecteur et des stations de relevage nécessaires pour acheminer les eaux usées de la commune d'Oued Ghir et de ses environs vers la future station d'épuration. Le système comprend des tronçons gravitaires et des tronçons en refoulement.

Deux stations de relevage principales sont prévues :

- **SR1**, située près du pont de Mellala, qui recevra les effluents de Sidi Boudrahem, Ibachiren (1 et 2) et Mellala (1 et 2).
- **SR2**, située à proximité du stade communal d'Oued Ghir, qui collectera les effluents de Hellil (1 à 4), Seroual, Ibourassen (1 et 2), Oued Ghir, Ighzar Ouzarif ainsi que le débit refoulé par SR1.

Ces ouvrages constituent les éléments essentiels du dispositif de transfert, garantissant l'amenée des effluents vers la station d'épuration.



Figure IV-1 : Plan de situation des stations de relevage et de la STEP

IV-2 données de base des stations de relevage

Les données de nécessaires au dimensionnement de ces stations sont les suivantes

Tableau IV-1 : Les données des stations de relevage

	Station de relevage 1 SR1	Station de relevage 2 SR2
Débit de pointe en temps sec Q_{pts} (L/s)	218	593
Longueur du collecteur de refoulement L (m)	2691	2145
Côte du radier de la bêche à eau	2.78	8.57
Côte du niveau bas d'aspiration de la bêche à eau	3.5	9
Côte du niveau haut d'aspiration de la bêche à eau	6	11.5
Côte de l'extrémité aval de refoulement (m)	17.51 (+2 m sécurité)	19.30 (+2 m sécurité)
Plancher de la station	7.78	15.8

IV-2-1 Dimensionnement de la station de relevage (SR1)

La station SR1 est destinée à élever les eaux usées du niveau de 3.5 m à 17.51 m (+2 m sécurité) sur une distance de 2691 m.

La station est constituée d'une bache de stockage des eaux usées, et d'un ensemble hydroélectrique constitué de pompes.

IV-2-1-1 Caractéristiques des pompes

a. Débit de pompage

Les pompes sont dimensionnées sur la base du débit de pointe. Le débit de pointe à l'amont du poste de refoulement est 218 L/s.

b. La hauteur manométrique totale (HMT)

La hauteur manométrique totale (HMT) des pompes est la somme de la hauteur géométrique (H_g) de refoulement et les pertes de charge (ΔH_T)

$$HMT = H_g + \Delta H_T \dots \dots \dots (IV-1)$$

-la hauteur géométrique :

$$H_g = \nabla_{max} - C_{radier\ de\ s.p} \dots \dots \dots (IV-2)$$

Avec :

∇_{max} : Côte de l'extrémité aval de refoulement (m) = 17.51 m + 2 m

$C_{radier\ de\ s.p}$: 3.5 m

$$H_g = 19.51 - 3.5 = \mathbf{16.01\ m}$$

-les pertes de charges :

$$\Delta H_T = \Delta H_{lin} + \Delta H_{sing} \dots \dots \dots (IV-3)$$

$$\Delta H_{sing} = 10\% * \Delta H_{lin}$$

Donc :

$$\Delta H_T = 1.1 * \Delta H_{lin}$$

$$\Delta H_{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5} \dots \dots \dots (IV-4)$$

Avec :

- L : longueur de refoulement (m).

- Q : débit d'eau usée à élever.

- λ : coefficient de frottement $\lambda = (1.14 - 0.86 \cdot \ln(\varepsilon/D))^{-2} = \mathbf{0.009}$

$\varepsilon = 0.01$ Pour le matériau PEHD.

- D : diamètre int de la conduite de PEHD = **592.6 mm**

$$\Delta H_{lin} = \frac{8 * 0.0064 * 2691 * 0.281^2}{\pi^2 * 9.81 * 0.5926^5} = \mathbf{0,926\ m}$$

Donc : $\Delta H_T = 1.1 * 0,926 = \mathbf{1.019\ m}$

Alors : $\mathbf{HMT = 16.01\ m + 1,019\ m}$

$$\mathbf{HMT = 17,028\ m}$$

-Puissance absorbée (P_a)

$$P_a = \frac{\rho \times g \times Q \times HMT}{\eta_{Sp}} \dots \dots \dots (IV-5)$$

Avec

- ρ : Masse volumique de l'eau 1000 kg/m³.

- g : Accélération de pesanteur 9.81 m/s².

-HMT : Hauteur manométrique totale (m).

- Q : Débit de pompage (m³/s).

- η_G : Rendement global. ($\eta_G = R_p \times R_m \times R_{acc} \times R_e = 0.64$)

η_p : rendement de la pompe = 0.702

η_m : rendement du moteur = 0.95

η_{acc} : rendement de l'accouplement = 1

η_{re} : rendement du reseau electrique = 0.96

$$\mathbf{P_a = 88.754\ kW}$$

c. Choix des pompes

Les critères qui agissent sur le choix des pompes sont le débit à refouler, la hauteur manométrique totale (HMT), le temps mis par la pompe pour élever un certain volume d'eau, le meilleur rendement et la fiabilité. Pour cela, nous avons utilisé le logiciel **Caprari Pump Tutor 2.0 (Annexe 1)**.

IV-2-1-2 Calcul du diamètre économique de la conduite de refoulement

- Débit de la pompe : $Q_p = 218\ \text{L/s}$
- Hauteur d'élévation : $H_{mt} = 17,028\ \text{m}$
- Nombre de collecteur de refoulement et leur type de matériau : PEHD
- La puissance absorbée par la pompe : $P_{abs} = 39.6\ \text{kW}$
- Le prix du KWh : 14.6 DA

a. Cout de l'investissement

$$F_{inv} = A * P_u * L_{ref}$$

- A : coefficient s'amortissement

- P_u : prix unitaire du mètre linéaire de conduite.

- L_{ref} : longueur de la conduite de refoulement

Avec :
$$A = \frac{i}{(i+1)^{n-1}} + i$$

-i : annuité = $(0.08 \div 0.12)$; on prend : $i = 0.1$

-n : nombre d'année d'amortissement ; on prend $n = 15$ ans

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i = \frac{0.1}{(0.1+1)^{15} - 1} + 0.1 = 0.1168$$

Tableau IV-2 : Cout de l'investissement amorti

Dn(mm)	Di(mm)	A	L	PRIX	L*PRIX	A*L*PRIX	Finv
400	376,3	0,1168	2691	6510	17518410	2046150,29	19564560.3
500	470,3	0,1168	2691	10200	27448200	3205949,76	30654149.8
630	592,6	0,1168	2691	16200	43594200	5091802,56	48686002.6
710	667,9	0,1168	2691	20470	55084770	6433901,14	61518671.1
800	752,6	0,1168	2691	26500	71311500	8329183,2	79640683.2

b. Frais d'exploitation

$$F_{exp} = E * P_u$$

Avec :

$$E = \frac{\rho * g * Q * HMT}{\eta_{sp}} * T$$

-Pu : prix unitaire de kWh

- T = $24 * 365 = 8760$ h

- HMT = $H_g + \Delta H_t$

- $\lambda = [1.14 - 0.86 \times \ln(\frac{\varepsilon}{D})]^{-2}$

Tableau IV-3 : Cout de d'exploitation

landa	v	Dh lin	Dh sin	Dh	H	E	Fexp
0,00691674	1,96118427	9,69658793	0,969658793	10,6662467	26,6762467	1840501.24	10067541.8
0,00670129	1,25555829	3,08085775	0,308085775	3,38894353	19,3989435	1338410.91	7321107.67
0,0064884	0,79079432	0,93911219	0,093911219	1,03302341	17,0430234	1175866.53	6431989.93
0,00638219	0,62253525	0,50792626	0,050792626	0,55871888	16,5687189	1143142.36	6252988.71
0,00627876	0,49029607	0,27506851	0,027506851	0,30257536	16,3125754	1125469.99	6156320.86

c. Cout total

Tableau IV-4 : le Cout total

D (mm)	F amrt (DA)	Finv (DA)	la somme
400	19564560.3	10067541.8	29632102.1
500	30654149.8	7321107.67	37975257.4
630	48686002.6	6431989.93	55117992.5
710	61518671.1	6252988.71	67771659.9
800	79640683.2	6156320.86	85797004.1

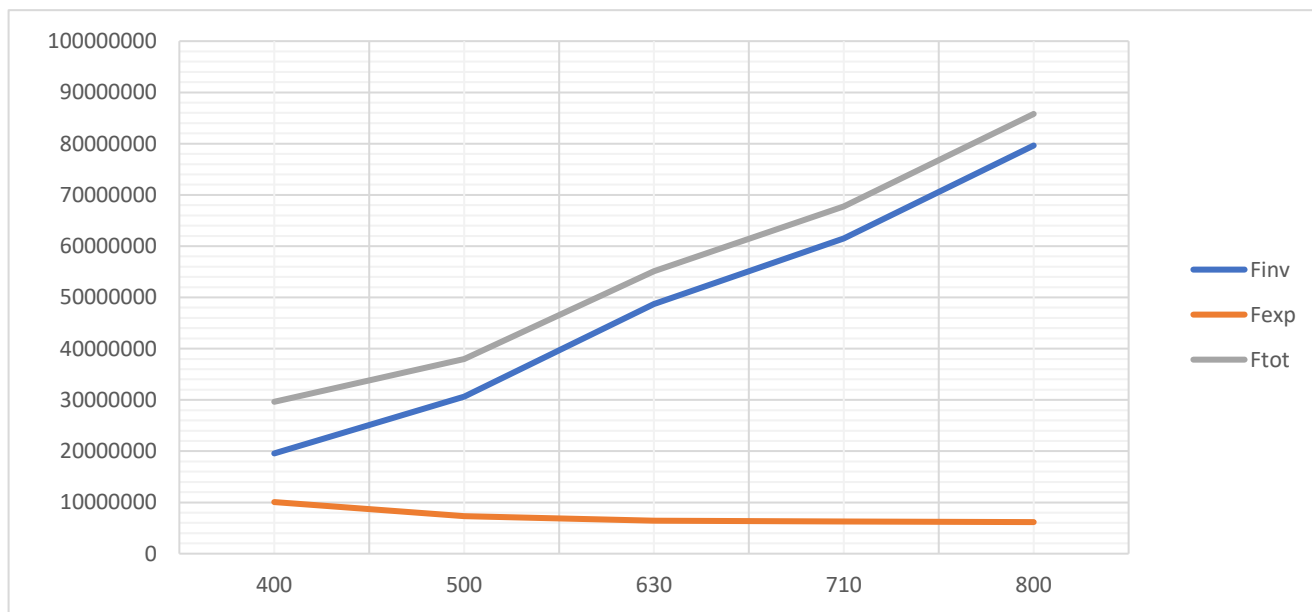


Figure IV-2 : Tracer la courbe d'optimisation du cout de la conduite de refoulement 1 .

d. Diametre économique

La valeur optimale du diamètre correspondante au minimum du cout ($F_{inv} + F_{am}$) et en même temps il faut vérifier la condition $0.6 < V < 1.5$ pour le PEHD.

Après avoir calculé la vitesse d'écoulement, on opte pour un diamètre normalisé :

DN = 630 mm. Soit de type PEHD (*Polyéthylène Haute Densité*)

IV-2-1-3 Les caractéristiques des pompes choisies

Les critères principaux pour faire le choix des pompes sont la hauteur manométrique et le débit de pompe. Dans notre cas, on a la HMT = 17,028 m et Q = 218 L/s.

Un dimensionnement de la station pour le débit de pointe de temps sec permet également de capter le premier flot d'orage, et les petites pluies

Pour un bon fonctionnement, on adopte des pompes immergées. On choisit deux pompes fonctionnantes alternativement (avec une pompe de secours), chacun étant capable d'évacuer le débit.

IV-2-1-4 Dimensionnement de la bache d'aspiration

a. Calcul du volume utile (V_u)

Le volume utile dans la bache est compris entre le niveau haut (niveau de démarrage de la pompe) et le niveau bas (niveau d'arrêt de la pompe). [6] [27]

La formule du volume utile est donnée :

$$V_u = \frac{Q * (\frac{1}{n})}{4 * (N-1)} \dots \dots \dots (IV-7)$$

Avec :

- V_u : volume utile ou volume de marnage de la bache d'aspiration (m^3)
- Q : débit de pointe de deux pompes (m^3/h) = 784.8 m^3/h
- N : nombre de pompes identiques ($N = 2$)

-n : nombre maximal de démarrage par heure. Il est fonction de la puissance des groupes électropompes (P), afin de tenir compte de la fatigue de ceux-ci. On peut préconiser (avec P, puissance nominale du moteur) [27] :

$$P < 4 \text{ kW} : 10 \text{ démarrages par heure}$$

$$P > 4 \text{ kW} : 6 \text{ démarrages par heure}$$

Donc : $V_u = 32.7 \text{ m}^3$

b. La hauteur utile (H_u)

$$H_u = \text{niveau haut d'aspiration} - \text{niveau bas d'aspiration} \Rightarrow H_u = 6 - 3.5 = 2.5 \text{ m}$$

c. La surface utile (S_u)

$$S_u = V_u / H_u$$

Donc : $S_u = 13.08 \text{ m}^2$; Pour une bâche carrée de côtes $l = 3.61 \text{ m}$

d. La profondeur totale (H)

$$H = \text{côte de plancher de la station} - \text{Côte du radier de la bâche à eau}$$

$$H = 7.78 - 2.78 = 5 \text{ m}$$

e. Le volume total de la bâche (V)

$$V = S_u * H = 13.08 * 5 = 65.4 \text{ m}^3$$

IV-2-1-5 Réservoir d'air (système anti-bélier)

a. Calcul de la célérité

$$C = \frac{9900}{[48.3 + k \times \frac{D}{e}]^2}$$

Avec :

D : diamètre de la conduite. (D=630mm).

E : épaisseur de la conduite (e=18.7mm).

K : coefficient dépend de la nature de matériaux (PEHD (K=83))

$$C = 185.62 \text{ m/s}$$

b. Perte de charge de coup de bélier : $b = \frac{C \times V_0}{g} = 7.56 \text{ m}$

Avec : C : la célérité = 185.62 m/s

V_0 : vitesse de refoulement optimale = 0.4 m/s

- Cas de surpression : $H_s = H_g + b = 23.57 \text{ m}$
- Cas de dépression $H_d = H_g - b = 8.45 \text{ m}$

c. La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 = 26.01 \text{ m}$$

d. La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = Z_0 + b = 33.57 \text{ m}$$

e. La charge minimale absolue :

$$Z_{\min} = Z_0 - b = 18.45 \text{ m}$$

f. Volume maximal d'Aire :

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = 1.29 \text{ et } \frac{h_0}{Z_0} = \frac{v_0^2/2g}{Z_0} = 0.0031 ; \text{ d'après l'abaque de VIBERT : } \frac{U_0}{L \times s} = 0.11$$

$$U_0 = 25.93 \text{ m}^3 \text{ donc : } U_{\max} = \frac{U_0 \times Z_0}{Z_{\min}} = 36.56 \text{ m}^3.$$

IV-2-1-6 conclusion

Les principales caractéristiques du dimensionnement de la station de relevage (SR1) sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau IV-5 : Résultats de dimensionnement de la station de relevage (SR1)

Eléments de station	Caractéristiques	Unité	Valeur
Refoulement Eaux usées	Nombre de conduites	-	1
	Matériau	-	PEHD
	DN	mm	630
	Débit d'écoulement	L/s	218
	Longueur	m	2691
Groupes de pompage Eaux usées	Nombre de pompe	-	2
	Débit de la pompe	L/s	130
	HMT d'une pompe	m	24
Bâche d'aspiration Eaux usées	Volume utile	m ³	32.7
	Surface utile	m ²	19.01
	Hauteur utile	m	2.5
	Profondeur totale	m	5
	Volume total	m ³	65.4

IV-2-2 dimensionnement de bassin de dissipation

a. Volume de bassin (V)

$$V = T_s * Q$$

Avec :

- T_s : temps de séjour (h).

- Q : débit entrant (m^3/h).

On prend : $T_s : 15 \text{ min} = 0.25 \text{ h}$

Alors : $V = 0.25 * 0.218 * 3600 = 196.2 \text{ m}^3$

b. Surface de bassin (S)

$$S = V / H$$

-H : hauteur de bassin (m)

La hauteur de bassin est de 1.5 m à 2m ; en vas prendre $H = 2 \text{ m}$

Alors : $S = 196.2 / 2 = 98.1 \text{ m}^2$

Pour calculer la longueur (L) et la largeur (l) ; en suppose la bassin et carre ($L = l$).

Donc : $L = \sqrt{S} = 9.9 \text{ m}$

IV-2-3 Calcul la conduite raccordant BD n°1 vers SR2

Le système d'évacuation est gravitaire. Ce dernier est caractérisé par un écoulement uniforme et à surface libre ; il doit aussi assurer une vitesse permettant l'auto curage tout en évitant la dégradation des conduites.

La vitesse d'auto curage qui empêchera les dépôts de sable, dans les collecteurs est de l'ordre de :

- 0,6 m/s au moins pour le un dixième du débit de pleine section.

Dans la section à étudier, le débit à évacuer s'exprime par la relation :

$$Q = V \cdot S_m \dots\dots\dots(IV.8)$$

Avec :

- Q : Débit en (m^3/s).

- S_m : Section mouillée en m^2 .

- V : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s).

La vitesse se calcule par différentes expressions, on prend l'expression de Manning Strickler suivante :

$$V = K_s * R^{\frac{2}{3}} * i^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots(IV.9)$$

Avec :

- R : Le rayon hydraulique défini comme le rapport de la section au périmètre mouillé (m).

- K_s : Coefficient de rugosité (ou de Strickler) à la dimension $L^{1/3} / T^{-1}$.

- I : Pente du collecteur en (m/m).

On va calculer le diamètre avec la relation suivante :

$$D_{cal} = \left(\frac{Q * 4^{5/8}}{K_s * \pi * \sqrt{i}} \right)^{3/8} \dots\dots\dots(IV.10)$$

Avec : $Q_t = Q_{usée}$ en (m^3/s) ; $Q_{usée}$: Débit d'eau usée.

Sachant que le débit à pleine section est donné par :

$$Q_{ps} = V_{ps} * \frac{\pi * D_{nor}^2}{4} \dots\dots\dots(IV.11)$$

Avec :

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

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

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

Le rayon hydraulique pour calculer la vitesse à pleine section est :

$$R = \frac{S}{p} = \frac{D_{nor}}{4} \dots \dots \dots (IV-12)$$

La vitesse à pleine section sera donc :

$$V_{ps} = K_s * \left(\frac{D_{nor}}{4} \right)^{\frac{2}{3}} * \sqrt{I} \dots \dots \dots (IV-13)$$

Les différents rapports :

- Les rapports des débits : $Rq = \frac{Q_t}{Q_{ps}}$

- Les rapports des vitesses : $Rv = \frac{V_{eco}}{V_{ps}}$

- Les rapports des hauteurs : $Rh = \frac{H}{D_{nor}}$

Le dimensionnement de tous les collecteurs a été établi à l'aide des abaques attribués à l'annexe ainsi qu'une vérification par la formule de Manning-Strickler.

Pour la vérification de la vitesse d'auto curage, il faut vérifier :

- 1 ère condition : Vitesse d'écoulement ($V > 1$ m/s).
- 2 ème condition : $V_{min} > 0,60$ m/s pour ($Q_{ps} / 10$).

troncons	L (m)	P (%)	Q	Dcal(mm)	Dnor	Qps	Rq	Rv	Rh	H (mm)	Vps (m/s)	V (m/s)	V auto	Auto curage
190-191	20	0.2	0.218	554.9595	630	0.267594	0.814668	1.104485	0.681002	408.601	0.946899	1.045836	0.626342	vérifié
191-192	20	0.2	0.218	554.9595	630	0.267594	0.814668	1.104485	0.681002	408.601	0.946899	1.045836	0.626342	vérifié
192-193	20	0.75	0.218	433.1422	630	0.518193	0.420693	0.94462	0.451367	270.8203	1.833662	1.732115	1.212905	vérifié
193-194	20	1.85	0.218	365.6872	630	0.813855	0.267861	0.848797	0.352852	211.7114	2.879882	2.444436	1.904943	vérifié
194-195	20	1.3	0.218	390.697	630	0.682233	0.319539	0.87902	0.385345	231.2069	2.414129	2.122068	1.596864	vérifié
195-196	20	1.45	0.218	382.7789	630	0.720518	0.30256	0.868989	0.374583	224.7499	2.549604	2.215578	1.686476	vérifié
195-196	20	0.7	0.218	438.7818	630	0.500622	0.435458	0.95482	0.461087	276.6519	1.771486	1.691451	1.171778	vérifié
196-197	20	0.2	0.218	554.9595	630	0.267594	0.814668	1.104485	0.681002	408.601	0.946899	1.045836	0.626342	vérifié
197-198	20	0.25	0.218	532.2194	630	0.299179	0.728661	1.093279	0.629581	377.7486	1.058666	1.157417	0.700271	vérifié
198-199	20	0.2	0.218	554.9595	630	0.267594	0.814668	1.104485	0.681002	408.601	0.946899	1.045836	0.626342	vérifié
199-200	20	2	0.218	360.3805	630	0.846206	0.257621	0.842741	0.346463	207.8779	2.994358	2.523467	1.980666	vérifié
200-201	20	1.85	0.218	365.6872	630	0.813855	0.267861	0.848797	0.352852	211.7114	2.879882	2.444436	1.904943	vérifié
201-202	20	0.2	0.218	554.9595	630	0.267594	0.814668	1.104485	0.681002	408.601	0.946899	1.045836	0.626342	vérifié
202-203	20	0.2	0.218	554.9595	630	0.267594	0.814668	1.104485	0.681002	408.601	0.946899	1.045836	0.626342	vérifié
203-204	20	0.2	0.218	554.9595	630	0.267594	0.814668	1.104485	0.681002	408.601	0.946899	1.045836	0.626342	vérifié
204-205	20	0.2	0.218	554.9595	630	0.267594	0.814668	1.104485	0.681002	408.601	0.946899	1.045836	0.626342	vérifié
205-206	20	0.2	0.218	554.9595	630	0.267594	0.814668	1.104485	0.681002	408.601	0.946899	1.045836	0.626342	vérifié
206-207	20	0.2	0.218	554.9595	630	0.267594	0.814668	1.104485	0.681002	408.601	0.946899	1.045836	0.626342	vérifié
207-208	20	0.2	0.218	554.9595	630	0.267594	0.814668	1.104485	0.681002	408.601	0.946899	1.045836	0.626342	vérifié
208-209	20	0.2	0.218	554.9595	630	0.267594	0.814668	1.104485	0.681002	408.601	0.946899	1.045836	0.626342	vérifié
209-210	20	0.2	0.218	554.9595	630	0.267594	0.814668	1.104485	0.681002	408.601	0.946899	1.045836	0.626342	vérifié
210-211	20	0.2	0.218	554.9595	630	0.267594	0.814668	1.104485	0.681002	408.601	0.946899	1.045836	0.626342	vérifié
211-212	20	0.2	0.218	554.9595	630	0.267594	0.814668	1.104485	0.681002	408.601	0.946899	1.045836	0.626342	vérifié
212-213	20	0.2	0.218	554.9595	630	0.267594	0.814668	1.104485	0.681002	408.601	0.946899	1.045836	0.626342	vérifié
213-214	20	0.2	0.218	554.9595	630	0.267594	0.814668	1.104485	0.681002	408.601	0.946899	1.045836	0.626342	vérifié
214-215	20	0.2	0.218	554.9595	630	0.267594	0.814668	1.104485	0.681002	408.601	0.946899	1.045836	0.626342	vérifié
215-216	20	0.2	0.218	554.9595	630	0.267594	0.814668	1.104485	0.681002	408.601	0.946899	1.045836	0.626342	vérifié
216-217	20	0.2	0.218	554.9595	630	0.267594	0.814668	1.104485	0.681002	408.601	0.946899	1.045836	0.626342	vérifié
217-218	20	0.2	0.218	554.9595	630	0.267594	0.814668	1.104485	0.681002	408.601	0.946899	1.045836	0.626342	vérifié
218-219	20	0.2	0.218	554.9595	630	0.267594	0.814668	1.104485	0.681002	408.601	0.946899	1.045836	0.626342	vérifié
219-220	20	0.2	0.218	554.9595	630	0.267594	0.814668	1.104485	0.681002	408.601	0.946899	1.045836	0.626342	vérifié
220-221	20	0.2	0.218	554.9595	630	0.267594	0.814668	1.104485	0.681002	408.601	0.946899	1.045836	0.626342	vérifié

[illegible]

253-254	20	0.2	0.218	554.9595	630	0.267594	0.814668	1.104485	0.681002	408.601	0.946899	1.045836	0.626342	vérifié
254-255	20	0.2	0.218	554.9595	630	0.267594	0.814668	1.104485	0.681002	408.601	0.946899	1.045836	0.626342	vérifié
255-256	20	0.2	0.218	554.9595	630	0.267594	0.814668	1.104485	0.681002	408.601	0.946899	1.045836	0.626342	vérifié
256-257	20	0.2	0.218	554.9595	630	0.267594	0.814668	1.104485	0.681002	408.601	0.946899	1.045836	0.626342	vérifié
257-258	20	0.2	0.218	554.9595	630	0.267594	0.814668	1.104485	0.681002	408.601	0.946899	1.045836	0.626342	vérifié
258-259	20	0.2	0.218	554.9595	630	0.267594	0.814668	1.104485	0.681002	408.601	0.946899	1.045836	0.626342	vérifié
259-260	20	0.2	0.218	554.9595	630	0.267594	0.814668	1.104485	0.681002	408.601	0.946899	1.045836	0.626342	vérifié
260-261	20	0.2	0.218	554.9595	630	0.267594	0.814668	1.104485	0.681002	408.601	0.946899	1.045836	0.626342	vérifié
261-262	20	0.2	0.218	554.9595	630	0.267594	0.814668	1.104485	0.681002	408.601	0.946899	1.045836	0.626342	vérifié
262-263	20	0.2	0.218	554.9595	630	0.267594	0.814668	1.104485	0.681002	408.601	0.946899	1.045836	0.626342	vérifié
263-264	20	0.2	0.218	554.9595	630	0.267594	0.814668	1.104485	0.681002	408.601	0.946899	1.045836	0.626342	vérifié
264-265	20	0.2	0.218	554.9595	630	0.267594	0.814668	1.104485	0.681002	408.601	0.946899	1.045836	0.626342	vérifié
265-266	20	0.2	0.218	554.9595	630	0.267594	0.814668	1.104485	0.681002	408.601	0.946899	1.045836	0.626342	vérifié
266-267	20	0.2	0.218	554.9595	630	0.267594	0.814668	1.104485	0.681002	408.601	0.946899	1.045836	0.626342	vérifié
267-268	20	0.2	0.218	554.9595	630	0.267594	0.814668	1.104485	0.681002	408.601	0.946899	1.045836	0.626342	vérifié
268-269	20	0.2	0.218	554.9595	630	0.267594	0.814668	1.104485	0.681002	408.601	0.946899	1.045836	0.626342	vérifié
269-270	20	0.2	0.218	554.9595	630	0.267594	0.814668	1.104485	0.681002	408.601	0.946899	1.045836	0.626342	vérifié
270-271	20	0.2	0.218	554.9595	630	0.267594	0.814668	1.104485	0.681002	408.601	0.946899	1.045836	0.626342	vérifié
271-272	20	0.2	0.218	554.9595	630	0.267594	0.814668	1.104485	0.681002	408.601	0.946899	1.045836	0.626342	vérifié
272-273	20	0.2	0.218	554.9595	630	0.267594	0.814668	1.104485	0.681002	408.601	0.946899	1.045836	0.626342	vérifié
273-274	20	0.2	0.218	554.9595	630	0.267594	0.814668	1.104485	0.681002	408.601	0.946899	1.045836	0.626342	vérifié
274-275	20	0.2	0.218	554.9595	630	0.267594	0.814668	1.104485	0.681002	#REF!	0.946899	1.045836	0.626342	vérifié

Tableau IV-6 : Dimensionnement des tronçons.

IV-2-4 Dimensionnement de la station de relevage (SR2)

La station SR1 est destinée à élever les eaux usées du niveau de 9 m à 19.3 m (+2 m sécurité) sur une distance de 2691 m.

La station est constituée d'une bache de stockage des eaux usées, et d'un ensemble hydroélectrique constitué de pompes.

IV-2-4-1 Caractéristiques des pompes

a. Débit de pompage

Les pompes sont dimensionnées sur la base du débit de pointe. Le débit de pointe à l'amont du poste de refoulement est 593 L/s.

b. La hauteur manométrique totale (HMT)

La hauteur manométrique totale (HMT) des pompes est la somme de la hauteur géométrique (H_g) de refoulement et les pertes de charge (ΔH_T)

$$HMT = H_g + \Delta H_T$$

-la hauteur géométrique :

$$H_g = \nabla_{max} - C_{radier\ de\ s.p}$$

Avec :

∇_{max} : Côte de l'extrémité aval de refoulement (m) = 19.3 m + 2 m

$C_{radier\ de\ s.p}$: 9 m

$$H_g = 21.3 - 9 = 12.3\ m$$

-les pertes de charges :

$$\Delta H_T = \Delta H_{lin} + \Delta H_{sing}$$

$$\Delta H_{sing} = 10\% * \Delta H_{lin}$$

Donc :

$$\Delta H_T = 1.1 * \Delta H_{lin}$$

$$\Delta H_{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5}$$

Avec :

- L : longueur de refoulement (m).

- Q : débit d'eau usée à élever.

- λ : coefficient de frottement $\lambda = (1.14 - 0.86 \cdot \ln(\varepsilon/D))^{-2} = 0.0062$

$\varepsilon = 0.01$ Pour le matériau PEHD.

- D : diamètre int de la conduite de PEHD = 753.6 mm

$$\Delta H_{lin} = \frac{8 * 0.0062 * 2208 * 0.593^2}{\pi^2 * 9.81 * 0.7536^5} = 1,63\ m$$

Donc :

$$\Delta H_T = 1.1 * 1,63 = 1,801\ m$$

Alors : $HMT = 12.3 \text{ m} + 1,8 \text{ m}$

$$HMT = 14.3 \text{ m}$$

c. Puissance absorbée (P_a)

$$P_a = \frac{\rho \times g \times Q \times HMT}{\eta_{sp}}$$

Avec

- ρ : Masse volumique de l'eau 1000 kg/m^3 .

- g : Accélération de pesanteur 9.81 m/s^2 .

-HMT : Hauteur manométrique totale (m).

- Q : Débit de pompage (m^3/s).

- η_G : Rendement global. ($\eta_G = \eta_p \times \eta_m \times \eta_{acc} \times \eta_{re} = 0.679$)

η_p : rendement de la pompe = 0.76

η_m : rendement du moteur = 0.95

η_{acc} : rendement de l'accouplement = 1

η_{re} : rendement du reseau electrique = 0.928

$$P_a = 125.7562 \text{ kW}$$

d. Choix des pompes

Les critères qui agissent sur le choix des pompes sont le débit à refouler, la hauteur manométrique totale (HMT), le temps mis par la pompe pour élever un certain volume d'eau, le meilleur rendement et la fiabilité. Pour cela, nous avons utilisé le logiciel **Caprari Pump Tutor 2.0 (Annexe 2)**.

IV-2-4-2 Calcul du diamètre économique de la conduite de refoulement

- Débit de la pompe : $Q_p = 593 \text{ L/s}$
- Hauteur d'élévation : $H_{mt} = 14.7 \text{ m}$
- Nombre de collecteur de refoulement et leur type de matériau : PEHD
- La puissance absorbée par la pompe : $P_{abs} = 38.8 \text{ kW}$
- Le prix du KWh : 14.6 DA

a. Cout de l'investissement

$$F_{inv} = A * P_u * L_{ref}$$

-A : coefficient s'amortissement

- P_u : prix unitaire du mètre linéaire de conduite.

- L_{ref} : longueur de la conduite de refoulement

Avec :

$$A = \frac{i}{(i+1)^{n-1}} + i$$

- i : annuité = $(0.08 \div 0.12)$; on prend : $i = 0.1$

-n : nombre d'année d'amortissement ; on prend n = 15 ans

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i = \frac{0.1}{(0.1+1)^{15} - 1} + 0.1 = 0.1168$$

Tableau IV-7 : Cout de l'investissement amorti

Dn(mm)	Di(mm)	A	L	PRIX	L*PRIX	A*L*PRIX	Finv
710	667,9	0,1168	2208	20470	45197760	5279098,37	50476858.4
800	752,6	0,1168	2208	26500	58512000	6834201,6	65346201.6

e. Frais d'exploitation

$$F_{am} = E * P_u$$

Avec :

$$E = \frac{\rho * g * Q * HMT}{\eta_{sp}} * T$$

-Pu : prix unitaire de kWh

- T = 24*365 = 8760h

- HMT = Hg + ΔHt

- λ = [1.14 - 0.86 x ln(ε/D)]⁻² avec : ε = 0,0012

- V = $\frac{4Q}{\pi D^2}$

Tableau IV-8 : Cout de d'exploitation

landa	v	Dh lin	Dh sin	Dh	H	E	Fexp
0,00638219	1,69341012	3,08377324	0,308377324	3,39215056	15,6921506	2284768,64	12497684,5
0,00627876	1,33369526	1,67002373	0,167002373	1,8370261	14,1370261	2058343,36	11259138,2

f. Cout total

Tableau IV-9 : le Cout total

D (mm)	F amrt (DA)	Finv (DA)	la somme
710	50476858.4	12497684,5	62974542.8
800	65346201.6	11259138,2	76605339.8

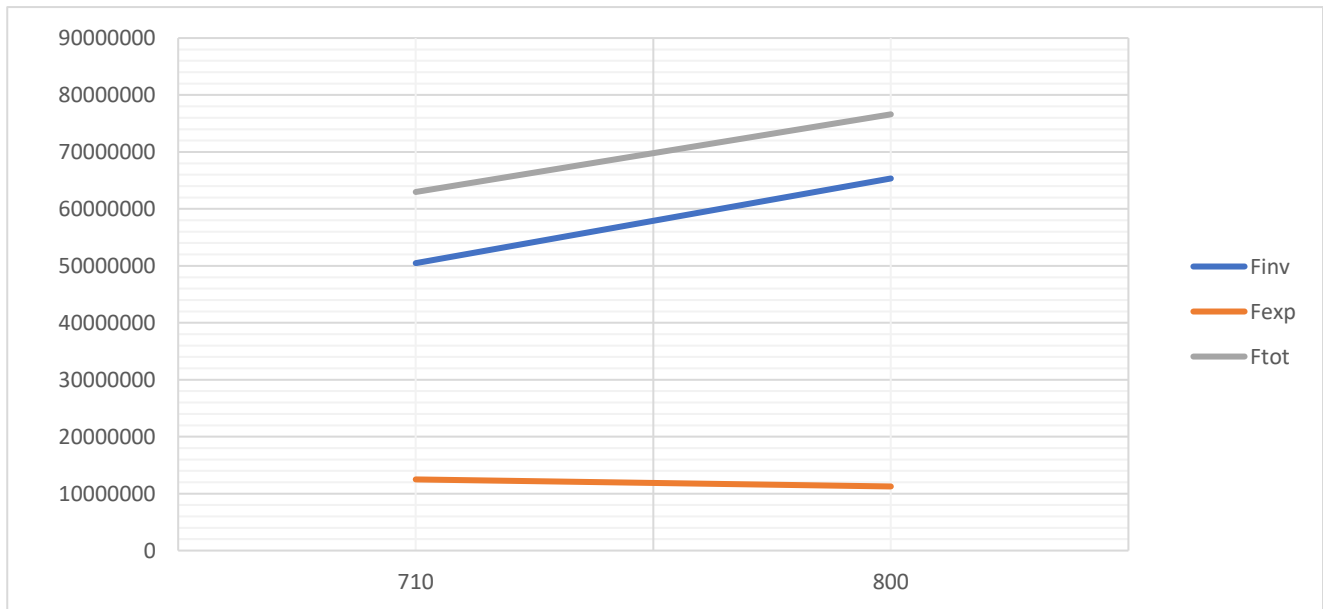


Figure IV-3 : Tracer la courbe d'optimisation du cout de la conduite de refoulement 2 .

h. Diametre économique

La valeur optimale du diametre correspondante au minimum du cout ($F_{inv} + F_{am}$) et en même temps il faut vérifier la condition $0.6 < V < 1.5$ pour le PEHD.

Après avoir calculé la vitesse d'écoulement, on opte pour un diamètre normalisé :

DN = 800 mm. Soit de type PEHD (*Polyéthylène Haute Densité*).

IV-2-4-3 Les caractéristiques des pompes choisies

Les critères principaux pour faire le choix des pompes sont la hauteur manométrique et le débit de pompage. Dans notre cas, on a la HMT = 14.7 m et $Q_p = 593$ L/s.

Un dimensionnement de la station pour le débit de pointe de temps sec permet également de capter le premier flot d'orage, et les petites pluies

Pour un bon fonctionnement, on adopte des pompes immergées. On choisit trois pompes fonctionnantes alternativement (avec une pompe de secours), chacun étant capable d'évacuer le débit

IV-2-4-4 Dimensionnement de la bache d'aspiration

f. Calcul du volume utile (V_u)

Le volume utile dans la bache est compris entre le niveau haut (niveau de démarrage de la pompe) et le niveau bas (niveau d'arrêt de la pompe). [6] [27]

La formule du volume utile est donnée :

$$V_u = \frac{Q * \left(\frac{1}{n}\right)}{4 * (N - 1)}$$

Avec :

- V_u : volume utile ou volume de marnage de la bache d'aspiration (m^3)
- Q : débit de pointe de deux pompes (m^3/h) = 2134.8 m^3/h
- N : nombre de pompes identiques ($N = 3$)

- n : nombre maximal de démarrage par heure. Il est fonction de la puissance des groupes électropompes (P), afin de tenir compte de la fatigue de ceux-ci. On peut préconiser (avec P, puissance nominale du moteur) [27] :

$$P < 4 \text{ kW} : 10 \text{ démarrages par heure}$$

$$P > 4 \text{ kW} : 6 \text{ démarrages par heure}$$

Donc :

$$V_u = 44.475 \text{ m}^3$$

g. La hauteur utile (H_u)

$$H_u = \text{niveau haut d'aspiration} - \text{niveau bas d'aspiration} \Rightarrow H_u = 11.5 - 9 = 2.5 \text{ m}$$

h. La surface utile (S_u)

$$S_u = V_u / H_u$$

$$\text{Donc : } S_u = 17.79 \text{ m}^2 ; \text{ Pour une bâche carrée de c\^otes } l = 4.217 \text{ m}$$

i. La profondeur totale (H)

$$H = \text{c\^ote de plancher de la station} - \text{C\^ote du radier de la b\^ache \`a eau}$$

$$H = 15.8 - 8.57 = 7.23 \text{ m}$$

j. Le volume total de la b\^ache (V)

$$V = S_u * H = 17.79 * 7.23 = 128.62 \text{ m}^3$$

IV-2-4-5 R\^eservoir d'air (syst\^eme anti-b\^elier)

a. Calcul de la c\^el\^erit\^e

$$C = \frac{9900}{[48.3 + k \times \frac{D}{e}]^2}$$

Avec :

D : diam\^etre de la conduite. (D=800mm).

E : \^epaisseur de la conduite (e=23.7mm).

K : coefficient d\^epend de la nature de mat\^eriaux (PEHD (K=83))

$$C = 185.44 \text{ m/s}$$

b. Perte de charge de coup de b\^elier : $b = \frac{C \times V_0}{g} = 7.56 \text{ m}$

Avec : C : la c\^el\^erit\^e = 185.44 m/s

V_0 : vitesse de refoulement optimale = 0.4 m/s

- Cas de surpression : $H_s = H_g + b = 19.86$ m
- Cas de dépression $H_d = H_g - b = 4.74$ m

c. La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 = 22.3 \text{ m}$$

d. La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = Z_0 + b = 29.86 \text{ m}$$

e. La charge minimale absolue :

$$Z_{\min} = Z_0 - b = 14.74 \text{ m}$$

f. Volume maximal d'Aire :

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = 1.33 \text{ et } \frac{h_0}{Z_0} = \frac{v_0^2/2g}{Z_0} = 0.00036 ; \text{ d'après l'abaque de VIBERT : } \frac{U_0}{L \times s} = 0.01$$

$$U_0 = 3.12 \text{ m}^3 \text{ donc : } U_{\max} = \frac{U_0 \times Z_0}{Z_{\min}} = 4.72 \text{ m}^3.$$

IV-2-4-6 conclusion

Les principales caractéristiques du dimensionnement de la station de relevage (SR2) sont récapitulées dans le tableau suivant

Tableau IV-10 : Résultats de dimensionnement de la station de relevage (SR2)

Eléments de station	Caractéristiques	Unité	Valeur
Refoulement Eaux usées	Nombre de conduites	-	1
	Matériau	-	PEHD
	DN	mm	800
	Débit d'écoulement	L/s	593
	Longueur	m	2208
Groupes de pompage Eaux usées	Nombre de pompe	-	3
	Débit de la pompe	L/s	217
	HMT d'une pompe	m	14.3
Bâche d'aspiration Eaux usées	Volume utile	m ³	44.47
	Surface utile	m ²	17.79
	Hauteur utile	m	2.5
	Profondeur totale	m	7.23
	Volume total	m ³	128.62

IV-2-5 dimensionnement de bassin de dissipation

a. Volume de bassin (V)

$$V = T_s * Q$$

Avec :

- Ts : temps de séjour (h).

- Q : débit entrant (m³/h).

On prend : Ts : 15 min = 0.25 h

Alors : $V = 0.25 * 0.593 * 3600 = 533.7 \text{ m}^3$

b. Surface de bassin (S)

$$S = V / H$$

-H : hauteur de bassin (m)

La hauteur de bassin est de 1.5 m à 2m ; en vas prendre **H = 2 m**

Alors : $S = 533.7 / 2 = 266.85 \text{ m}^2$

Pour calculer la longueur (L) et la largeur (l) ; en suppose la bassin et carre (L = l).

Donc : $L = \sqrt{S} = 16.33 \text{ m}$

IV-2-6 Calcul la conduite raccordant BD n°2 vers STEP

Les mêmes lois IV-2-3 seront appliquées

troncons	L (m)	P (%)	Q	Dcal(mm)	Dnor	Qps	Rq	Rv	Rh	H (mm)	Vps (m/s)	V (m/s)	V auto	Auto curage
394-395	20	0,3	0,593	748,54	800	0,70581	0,84016	1,10737	0,69896	559,174	1,40488	1,55574	0,92928	vérifié
395-396	20	0,3	0,593	748,54	800	0,70581	0,84016	1,10737	0,69896	559,174	1,40488	1,55574	0,92928	vérifié
396-397	20	0,3	0,593	748,5461	800	0,705816	0,840162	1,107377	0,698968	559,1748	1,404889	1,555742	0,929286	vérifié
397-398	20	0,3	0,593	748,5461	800	0,705816	0,840162	1,107377	0,698968	559,1748	1,404889	1,555742	0,929286	vérifié
398-399	20	0,3	0,593	748,5461	800	0,705816	0,840162	1,107377	0,698968	559,1748	1,404889	1,555742	0,929286	vérifié
399-400	20	0,3	0,593	748,5461	800	0,705816	0,840162	1,107377	0,698968	559,1748	1,404889	1,555742	0,929286	vérifié
400-401	20	0,3	0,593	748,5461	800	0,705816	0,840162	1,107377	0,698968	559,1748	1,404889	1,555742	0,929286	vérifié
401-402	20	0,3	0,593	748,5461	800	0,705816	0,840162	1,107377	0,698968	559,1748	1,404889	1,555742	0,929286	vérifié
402-403	20	0,3	0,593	748,5461	800	0,705816	0,840162	1,107377	0,698968	559,1748	1,404889	1,555742	0,929286	vérifié
403-404	20	0,3	0,593	748,5461	800	0,705816	0,840162	1,107377	0,698968	559,1748	1,404889	1,555742	0,929286	vérifié
404-405	20	0,3	0,593	748,5461	800	0,705816	0,840162	1,107377	0,698968	559,1748	1,404889	1,555742	0,929286	vérifié
405-406	20	0,3	0,593	748,5461	800	0,705816	0,840162	1,107377	0,698968	559,1748	1,404889	1,555742	0,929286	vérifié
406-407	20	0,3	0,593	748,5461	800	0,705816	0,840162	1,107377	0,698968	559,1748	1,404889	1,555742	0,929286	vérifié
407-408	20	0,3	0,593	748,5461	800	0,705816	0,840162	1,107377	0,698968	559,1748	1,404889	1,555742	0,929286	vérifié
408-409	20	0,3	0,593	748,5461	800	0,705816	0,840162	1,107377	0,698968	559,1748	1,404889	1,555742	0,929286	vérifié
409-410	20	0,3	0,593	748,5461	800	0,705816	0,840162	1,107377	0,698968	559,1748	1,404889	1,555742	0,929286	vérifié
410-411	20	0,3	0,593	748,5461	800	0,705816	0,840162	1,107377	0,698968	559,1748	1,404889	1,555742	0,929286	vérifié
411-412	20	0,3	0,593	748,5461	800	0,705816	0,840162	1,107377	0,698968	559,1748	1,404889	1,555742	0,929286	vérifié
412-413	20	0,3	0,593	748,5461	800	0,705816	0,840162	1,107377	0,698968	559,1748	1,404889	1,555742	0,929286	vérifié
413-414	20	0,3	0,593	748,5461	800	0,705816	0,840162	1,107377	0,698968	559,1748	1,404889	1,555742	0,929286	vérifié
414-415	20	0,3	0,593	748,5461	800	0,705816	0,840162	1,107377	0,698968	559,1748	1,404889	1,555742	0,929286	vérifié
415-416	20	0,3	0,593	748,5461	800	0,705816	0,840162	1,107377	0,698968	559,1748	1,404889	1,555742	0,929286	vérifié
416-417	20	0,3	0,593	748,5461	800	0,705816	0,840162	1,107377	0,698968	559,1748	1,404889	1,555742	0,929286	vérifié
417-418	20	0,3	0,593	748,5461	800	0,705816	0,840162	1,107377	0,698968	559,1748	1,404889	1,555742	0,929286	vérifié
418-419	20	0,3	0,593	748,5461	800	0,705816	0,840162	1,107377	0,698968	559,1748	1,404889	1,555742	0,929286	vérifié
419-420	20	0,3	0,593	748,5461	800	0,705816	0,840162	1,107377	0,698968	559,1748	1,404889	1,555742	0,929286	vérifié
420-421	20	0,3	0,593	748,5461	800	0,705816	0,840162	1,107377	0,698968	559,1748	1,404889	1,555742	0,929286	vérifié
421-422	20	0,3	0,593	748,5461	800	0,705816	0,840162	1,107377	0,698968	559,1748	1,404889	1,555742	0,929286	vérifié
422-423	20	0,3	0,593	748,5461	800	0,705816	0,840162	1,107377	0,698968	559,1748	1,404889	1,555742	0,929286	vérifié
423-424	20	0,3	0,593	748,5461	800	0,705816	0,840162	1,107377	0,698968	559,1748	1,404889	1,555742	0,929286	vérifié
424-425	20	0,3	0,593	748,5461	800	0,705816	0,840162	1,107377	0,698968	559,1748	1,404889	1,555742	0,929286	vérifié

425-426	20	0,3	0,593	748,5461	800	0,705816	0,840162	1,107377	0,698968	559,1748	1,404889	1,555742	0,929286	vérifié
426-427	20	0,3	0,593	748,5461	800	0,705816	0,840162	1,107377	0,698968	559,1748	1,404889	1,555742	0,929286	vérifié
427-428	20	0,3	0,593	748,5461	800	0,705816	0,840162	1,107377	0,698968	559,1748	1,404889	1,555742	0,929286	vérifié
428-429	20	0,3	0,593	748,5461	800	0,705816	0,840162	1,107377	0,698968	559,1748	1,404889	1,555742	0,929286	vérifié
429-430	20	0,3	0,593	748,5461	800	0,705816	0,840162	1,107377	0,698968	559,1748	1,404889	1,555742	0,929286	vérifié
430-431	20	0,3	0,593	748,5461	800	0,705816	0,840162	1,107377	0,698968	559,1748	1,404889	1,555742	0,929286	vérifié

Tableau IV-11 : Dimensionnement des tronçons.

IV-3 conclusion

Dans ce chapitre nous avons calculé les deux stations de relevage, et nous avons déterminé les caractéristiques des pompes qui peuvent refouler les débits des eaux usées le long de leur cheminement vers la station d'épuration.

La station de relevage (SR1) et sa conduite de refoulement ont été dimensionnées par rapport aux rejets domestiques de pointe $Q = 218 \text{ L/s}$, avec une conduite de refoulement a DN630 en pehd.

Pour les groupes électropompes, il a été calculé les caractéristiques suivantes : $Q = 218 \text{ L/s}$; $HMT = 17,028 \text{ m}$.

La station de relevage (SR2) et sa conduite de refoulement ont été dimensionnées par rapport aux rejets domestiques de pointe $Q = 593 \text{ L/s}$. avec une conduite de refoulement a DN800 en pehd.

Pour les groupes électropompes, il a été calculé les caractéristiques suivantes : $Q = 593 \text{ L/s}$; $HMT = 14 \text{ m}$.

Chapitre V : calcul hydraulique

V-1 introduction

Le calcul hydraulique a pour but de déterminer les caractéristiques dimensionnelles des collecteurs reliant les ouvrages de la station d'épuration. L'objectif de calcul du profil hydraulique de la station est de déterminer les niveaux d'eau dans les différents ouvrages et trouver ainsi la ligne piézométrique le long de la station. [6]

V-2 profil hydraulique

Le profil hydraulique implique le calcul des niveaux d'eau à différents points le long du système de traitement, permettant de déterminer la position de la ligne de charge. Ensuite, ces niveaux sont connectés par une ligne appelée ligne piézométrique.

V-2-1 Côtes du terrain des zones d'implantation des ouvrages

Les côtes sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V-1 : Côte du terrain naturel des points d'implantation des ouvrages.

Désignation des ouvrages	Unité	Cote de terrain naturel
Dégrilleur.	m	20.218
Dessableur – déshuileur	m	20.218
Décanteur primaire (I).	m	19.942
Bassin biologique (I) et (II)	m	20.123
Clarificateur (I) et (II).	m	19.228
Filtre à sable.	m	19.174
Bassin UV.	m	19.174

(Source : Google Earth Pro ; Date : 30-08-2025).

V-2-2 Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages

Pour tous nos calculs, on utilisera les longueurs équivalentes afin de tenir compte des pertes de charge singulières :

$$L_{eq} = 1.15 * L_{reelle} \dots \dots \dots (V-1)$$

Tableau V-2 : Longueur de chaque tronçon

Ouvrages.	L_{reelle}	L_{eq}
Dégrilleur – (Dessableur-déshuileur).	3	3.45
(Dessableur –Déshuileur) – décanteur primaire.	46	52.9
Décanteur primaire – Bassin biologique (I).	39	44.85
Décanteur primaire – Bassin biologique (I).	57	65.55
Bassin biologique (I) – clarificateur (I)	26	30
Bassin biologique (II) – clarificateur (II).	29	33.35
Clarificateur (I) – filtre à sable.	42	48.3
Clarificateur (II) – filtre à sable	35	40.25
Filtre à sable – Bassin UV.	4.5	5.175

V-2-3 Perte de charge, diamètre des conduites reliant les ouvrages de la STEP

On choisit le PEHD comme matériau en raison de ses bonnes caractéristiques, notamment sa dureté, son étanchéité, sa résistance à la corrosion et sa faible rugosité

L'expression de la perte de charge est donnée par la formule de DARCY WEISBACH.

$$\Delta H_t = \frac{K * L * Q^B}{D^m} = C_{PA} - C_{PB} \dots \dots \dots (V-2)$$

Avec :

- K: Coefficient de perte de charge.
- Q: débit dans le tronçon, $Q = Q_{pts}/2$ pour chaque filière d'épuration (2 chaines pour notre cas, avec $Q = 0.3 \text{ m}^3/\text{s}$)
- L: Longueur de la conduite (m).
- β : coefficient dépendant du régime d'écoulement.
- m: coefficient dépendant du type de matériau de la conduite.
- CPA: Côte du plan d'eau au point A (m).
- CPB: Côte du plan d'eau au point B (m)

Tableau V-3 : Les valeurs de K, m et β .

tuyau	K	M	B
Acier	0.00179 à 0.001735	5.1 à 5.3	1.9 à 2
Fonte	0.00179 à 0.001735	5.1 à 5.3	1.9 à 2
Amiante ciment	0.00118	4.89	1.85
Plastique	0.001052	4.774	1.77

Pour notre cas on utilise le PEHD (Polyéthylène Haute Densité), on a alors :

- $K=0,001052$;
- $m=4,774$;
- $\beta=1,77$.

Dans la station de relevage, les canalisations seront dimensionnées de manière à maintenir une pente de 1,2 %, garantissant ainsi un écoulement gravitaire optimal. Ce dimensionnement devra également assurer une vitesse minimale de 0,6 m/s, afin de prévenir tout risque de dépôts ou d'accumulation, tout en limitant la vitesse maximale à 5 m/s afin d'éviter les phénomènes d'érosion au sein des conduites.

$$Q_{aval} = 0,6 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 1.2\%$$

$$D = 800 \text{ mm}$$

Les résultats de calcul des pertes de charge des conduites reliant les ouvrages pour les deux horizons sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V-4 : Résultats de calcul des pertes de charge des conduites reliant les ouvrages

Ouvrages.	ΔH_T (m)
Dégrilleur – (Dessableur-déshuileur)	0.0091
(Dessableur –Déshuileur) – décanteur primaire.	0.14
Décanteur primaire – Bassin biologique (I)	0.1189
Décanteur primaire – Bassin biologique (II).	0.1738
Bassin biologique (I) – clarificateur (I)	0.079
Bassin biologique (II) – clarificateur (II).	0.088
Clarificateur (I) – filtre à sable.	0.128
Clarificateur (II) – filtre à sable.	0.107
Filtre à sable – Bassin UV.	0.0137

V-2-4 Calcul des côtes piézométriques des différents ouvrages

On calcule les côtes piézométriques d'après la formule de Bernoulli qui est donnée par :

$$\frac{P_1}{\rho g} + \frac{v_1^2}{2g} + Z_1 = \frac{P_2}{\rho g} + \frac{v_2^2}{2g} + Z_2 + \Delta H_{1-2} \dots \dots \dots (V-3)$$

- $P_1 / \rho g$ et $P_2 / \rho g$: énergies de pression dans les sections (1) et (2).
- $v_1/2g$ et $v_2/2g$: énergies cinétiques en (1) et (2).
- Z_2 et Z_1 : Côtes des points (1) et (2).
- ΔH_{1-2} : pertes de charges dans le tronçon (1-2).

La variation de la vitesse est très faible, donc les énergies cinétiques peuvent être éliminées, d'où l'équation (V.3) sera :

$$\frac{P_1}{\rho g} + Z_1 = \frac{P_2}{\rho g} + Z_2 + \Delta H_{1-2} \dots \dots \dots (V-4)$$

On pose : $P_1/\rho g = H_1$ et $P_2/\rho g = H_2$

Donc : $H_1 + Z_1 = H_2 + Z_2 + H_{1-2}$

$C_{p1} = H_1 + Z_1$: côte piézométrique au point (1).

$C_{p2} = H_2 + Z_2$: côte piézométrique au point (2).

$$C_{p1} = C_{p2} + \Delta H_{1-2}$$

Les résultats de calcul des côtes piézométriques des différents ouvrages sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V-5 : Résultats de calcul des côtes piézométriques des différents ouvrages.

Désignation des ouvrages.	Unité	Côte terrain (m)	Côte de radier (Z)	Côte piézométrique (Cp)
Dégrilleur.	m	20.218	19.718	20.718
Dessableur – déshuileur.	m	20.218	19.698	20.698
Décanteur primaire.	m	19.942	18.642	20.642
Bassin biologique (I) et (II)	m	20.123	17.623	20.623
Clarificateur (I) et (II).	m	19.228	17.528	19.528
Filtre à sable.	m	19.174	17.174	19.174
Bassin UV.	m	19.174	17.074	19.074

V-3 conclusion

Ce chapitre nous a permis de déterminer les différents niveaux d'eau le long de la chaîne de Traitement, ainsi que les pertes de charge entre les ouvrages de la station pour l'horizon 2050.

**Chapitre VI : Etude
technique et économiques
du projet.**

VI-1 Introduction

Pour un même problème d'épuration, plusieurs procédés peuvent permettre d'atteindre la qualité d'effluent souhaitée. Toutefois, un seul d'entre eux s'avérera le plus avantageux sur le plan économique. Le coût total d'une station d'épuration comprend deux composantes principales :

- **Les dépenses d'investissement** : liées à la construction et à l'équipement,
- **Les dépenses d'exploitation** : relatives au fonctionnement et à la maintenance.

Le présent chapitre a pour objectif de comparer les différentes filières étudiées afin de mettre en évidence le procédé le plus économique à adopter.

VI-2 établissement de coûts d'investissement

De manière générale, le coût d'investissement d'une installation d'épuration comprend :

- Le coût des différents travaux de génie civil,
- Le coût des équipements (pompes, canalisations, etc.),
- Ainsi que les frais divers liés au chantier.

Sur la base du dimensionnement des ouvrages et des quantités de travaux de génie civil, nous procéderons à une estimation approximative des coûts d'investissement des deux types de stations, en détaillant pour chaque cas les travaux réalisés, leurs volumes et leurs prix partiels.

$$C_{ti} = C_{ge} + C_{eq} + C_{vrd} \dots \dots \dots (VI.1)$$

Avec :

- C_{ti} : coût total d'investissement,
- C_{gc} : coût du génie civil,
- C_{eq} : coût des équipements,
- C_{vrd} : coût des voiries et réseaux divers.

VI-2-1 Coût d'investissement de la filière à boues activées à faible charge

VI-2-1-1 Coût du génie civil

Le coût total de génie civil regroupe essentiellement :

- Le coût de terrassement,
- Le coût du béton armé,
- Le coût du transport des déblais vers la décharge publique.

a. Coût de Terrassement

L'épaisseur de la couche végétale sera estimée à 20 cm, donc le prix du mètre cube de terrassement sera estimé à 400 DA.

Pour avoir le coût d'un ouvrage, il faut d'abord savoir le volume de la terre végétale qu'on peut calculer par l'expression suivante :

$$V = 0.3 * Vc \dots \dots \dots (VI.2)$$

Ainsi, le coût du terrassement est calculé par :

$$C = 400 * V_c \dots \dots \dots (VI.3)$$

Tableau VI-1 : cout de terrassement

Ouvrages	Nombre	surface	volume	Prix unitaire	Cout (DA)
dessableur deshuileur	1	180	54	2000	108000
Décanteur primaire	1	1087	326,1	2000	652200
Bassin d'aérateur	2	2800	840	2000	1680000
Bassin d'anoxie	1	610	183	2000	366000
Clarificateur	2	2174	652,2	2000	1304400
Filtre a sable	1	434,8	130,44	2000	260880
Bassin UV	1	1087	326,1	2000	652200
Épaississeur	1	573	171,801	2000	343602
Stabilisation aérobie	1	1486,06	445,818	2000	891636
Lit de séchage	1	7440	2232	2000	4464000
totale	10 722 918				

Le cout total de terrassement est : **Ct = 10 722 918 DA**

b. Cout du béton arme

Pour le béton arme, le cout du mètre cube estime est : **Pu = 20 000 DA**

Le cout du béton sera de :

$$Cb = Pu * Vtb \dots \dots \dots (VI.4)$$

- Pu : prix unitaire.

- Vtb : Le volume de béton total pour chaque ouvrage.

$$Vtb = Vr + Vm \dots \dots \dots (VI.5)$$

-Vr : Volume de béton pour le radier de chaque ouvrage.

-Vm : Volume de béton des murs de chaque ouvrage.

Avec :

$$Vr = e_r * Sh \dots \dots \dots (VI.6)$$

- e_r : épaisseur du radier des ouvrages. 0.3 m < e_r < 0.4 m ; on prend **e_r = 0.35 m**

- Sh : surface de l'ouvrage.

$$V_r = e_m * P * H \dots\dots\dots(VI.7)$$

- e_m : épaisseur du radier des ouvrages. $0.15 \text{ m} < e_r < 0.4 \text{ m}$; on prend $e_r = 0.3 \text{ m}$

- P : périmètre de l'ouvrage.

- H : hauteur de l'ouvrage.

ff Le cout de béton ferraille est de :

$$C_t = C_b + C_f \dots\dots\dots(VI.8)$$

$$C_b = 20000 \text{ DA}$$

C_f : cout de fer

Le mètre cube de béton contient en moyenne (40 à 100) kg de fer

Le kilogramme de fer cout actualité 160 Da

On prend la valeur 75 kg de fer / m^3 .

Donc :

$$C_f = 160 * 75 = 12000 \text{ DA}$$

$$C_t = 20000 + 12000 = 32000 \text{ DA}$$

Tableau VI-2 : cout du béton arme

Ouvrages	Nombre	Surface (m^2)	perimetre (m)	Volume (m^3)		Vtb (m^3)	Prix unitaire	Cout (DA)
				Vr	Vm			
dessableur deshuileur	1	180	63	63	37,8	100,8	32000	3225600
Décanteur primaire	1	1087	116,8	380,45	70,08	450,53	32000	14416960
Bassin d'aérateur	2	2800	111,6	980	167,4	1147,4	32000	36716800
Bassin d'anoxie	1	610	102,64	213,5	153,96	367,46	32000	11758720
Clarificateur	2	2174	82,62	760,9	49,572	810,472	32000	25935104
Filtre a sable	1	434,8	88,28	152,18	26,484	178,664	32000	5717248
Bassin UV	1	1087	69,92	380,45	83,904	464,354	32000	14859328
Épaississeur	1	573	84,82	200,4345	101,784	302,2185	32000	9670992
stabilisation aerobie	1	1486,06	136,6	520,121	163,92	684,041	32000	21889312
lit de sechage	1	7440	76	2604	9,12	2613,12	32000	83619840
totale	227 809 904							

Le cout total du béton arme : $C_b = 227\ 809\ 904 \text{ DA}$

c. Le cout total de génie civil

$$C_{ge} = C_t + C_{tb} \dots \dots \dots (VI.9)$$

$$C_{ge} = 227\,809\,904 + 10\,722\,918$$

$$C_{ge} = 227\,809\,904 \text{ DA}$$

VI-2-1-2 Coût des voiries et réseaux divers (VRD)

Le cout des VRD est estime à 25% de cout du génie civil

$$C_{vrd} = 0.25 * C_{ge} \dots \dots \dots (VI.10)$$

$$C_{vrd} = 0.25 * 215\,142\,396 = 53\,785\,599 \text{ DA}$$

VI-2-1-3 cout des équipements

On a pu avoir le prix de quelques équipements, notamment :

-05 aérateur pour un bassin d'aération : 60 000 DA

-48 lampes UV complets (incluant boîtier/stérilisateur) : 380 000 DA

-pompe submersible des boues en excès : 900 000 DA

-pompe des boue épaissies : 650 000 DA

-turbine pour un bassin d'aérateur : 2 000 000 DA

$$C_{ep} = 600\,000 + 900\,000 + 650\,000 + 4\,000\,000 + 18\,240\,000$$

$$C_{ep} = 24\,390\,000 \text{ DA}$$

Le cout d'investissement total du procédé boue actives à faible charge :

$$C_{ti} = C_{gc} + C_{vrd} + C_{ep} \dots \dots \dots (VI.11)$$

$$C_{ti} = 227\,809\,904 + 53\,785\,599 + 24\,390\,000$$

$$C_{ti} = 309\,152\,380 \text{ DA}$$

VI-3 établissement du cout de fonctionnement :**VI-3-1 Le cout de fonctionnement pour le procédés boue activée à faible charge****VI-3-1-1 Frais de la main d'œuvre**

5% du coût d'investissement est le coût de la main d'œuvre ce qui donne :

$$C_{md} = 0.05 * C_{ti} \dots \dots \dots (VI.12)$$

Donc :

$$C_{md} = 0.05 \times 309\,152\,380 = 15\,457\,619 \text{ DA}$$

VI-3-1-2 Coût de l'énergie électrique

Le coût de l'énergie est estimé selon l'expression suivant :

$$C_{ele} = P_u * P_s \dots \dots \dots (VI.13)$$

Avec :

Pu : Le prix unitaire = 2.80 DA / Kwh

Ps : Besoin en énergie électrique pour 1 m³ d'eau à traiter = 1,3 Kwh/m³

Donc :

$$C_{elc} = 2.8 \times 1.3 = 3.64 \text{ DA/m}^3$$

Le coût annuel de l'énergie électrique est :

$$C_{elecann} = Q \times C_{ele} \dots \dots \dots (VI.14)$$

Avec :

Q : débit à traiter (2050)

Donc :

$$C_{elcann} = 32\,000 \times 365 \times 3.64 = \mathbf{42\,525\,200 \text{ DA}}$$

VI-3-1-3 Coût de renouvellement du matériel électromécanique

Ce coût est estimé de 5% du coût total d'investissement, donc :

$$C_{rm} = 0.05 \times C_{ti} \dots \dots \dots (VI.15)$$

$$C_{rm} = 0.05 \times 309\,152\,380 = \mathbf{15\,457\,619 \text{ DA}}$$

VI-3-1-4 Coût des frais financiers

Il est estimé de 5% du coût total d'investissement :

$$C_{ff} = 0.05 \times C_{ti} = \mathbf{15\,457\,619 \text{ DA}}$$

Le cout de fonctionnement total

C'est la somme des coûts déjà calculé :

$$C_{ft} = C_{md} + C_{eleann} + C_{rm} + C_{ff}$$

$$\mathbf{CFT = 15\,457\,619 \times 3 + 42\,525\,200 = 88\,898\,057 \text{ DA}}$$

VI-4 Calcul du prix du m³ d'eau traitée

VI.4.1 Prix du m³ d'eau épurée pour la boue activée à faible charge

Le coût d'un mètre cube d'eau traitée est calculé en divisant la somme du coût d'amortissement annuel et du coût de fonctionnement annuel de la station par le volume d'eau traité chaque année.

$$C_e = C_{ts} / V_{an} \dots \dots \dots (VI.16)$$

Avec :

-C_{ts} : le coût total de la station = C_{aa} + CFT ; C_{aa} = C_{ti} / 50

$$\mathbf{C_{ts} = 95\,081\,105 \text{ DA}}$$

-V_{an} : le volume annuel d'eau à traiter = Q × 365 (Q : débit d'eau à traiter)

$$C_e = 92\,389\,269 / (32\,000 \times 365)$$

$$C_e =$$

VI-5 conclusion

L'étude économique de la station d'épuration par boues activées à faible charge a permis d'évaluer avec précision les coûts d'investissement et de fonctionnement. Les résultats montrent que, malgré un investissement initial élevé (en génie civil, équipements et VRD), ce procédé reste efficace et économiquement viable grâce à un coût unitaire du traitement relativement faible, estimé à 8,15 DA/m³ d'eau épurée. Cette analyse met ainsi en évidence l'importance de bien comparer les différentes filières afin de retenir la solution la plus avantageuse, conciliant performance technique, maîtrise des coûts et durabilité environnemental

Conclusion generale :

À travers ce mémoire, nous avons abordé de manière progressive et structurée l'étude, la conception et le dimensionnement de la station d'épuration et du collecteur d'amenée de la commune d'Oued Ghir.

Dans un premier temps, l'étude des caractéristiques de la zone d'implantation (Chapitre I) a permis de mettre en évidence les spécificités géographiques, topographiques, géologiques, climatiques et hydrologiques de la région. Ces éléments ont constitué la base de conception en révélant les contraintes naturelles (sismicité, climat, topographie) et les besoins urgents liés à la forte urbanisation et à la pollution croissante de l'Oued Soummam.

Ensuite, l'analyse des eaux usées et de leur procédé de traitement (Chapitre II) a permis de caractériser la nature, l'origine et les types de pollution des effluents générés, ainsi que leurs impacts environnementaux et sanitaires. L'étude des différentes filières de traitement a montré l'importance du procédé biologique par boues activées, choisi pour ses performances et son adaptabilité aux charges de pollution attendues.

Sur cette base, la phase de conception et de dimensionnement de la station d'épuration (Chapitre III) a permis de calculer les débits et les charges polluantes, puis de dimensionner les ouvrages principaux (prétraitement, traitement biologique, décanteurs, traitement tertiaire et filière boues). Cette démarche a garanti la conformité du projet avec les normes nationales et internationales en matière d'assainissement.

Le dimensionnement du collecteur d'amenée (Chapitre IV) a permis de définir un réseau capable d'acheminer efficacement l'ensemble des effluents domestiques et industriels vers la station. Ce travail a mis en évidence l'importance des stations de relevage et du tracé optimal du collecteur pour s'adapter à la topographie du site.

Le calcul hydraulique (Chapitre V) a apporté une vérification technique supplémentaire en assurant la fiabilité du fonctionnement du réseau d'amenée et des ouvrages de transport des eaux usées.

Enfin, L'étude technique et économique (Chapitre VI) a permis d'évaluer la faisabilité du projet en tenant compte du coût d'investissement, des charges d'exploitation et de maintenance, ainsi que des avantages environnementaux et sociaux générés. Cette analyse a confirmé la pertinence du choix technologique et sa durabilité à long terme.

En conclusion, l'ensemble du travail réalisé démontre que la mise en place de la STEP d'Oued Ghir et de son collecteur d'amenée représente une réponse adaptée et durable aux défis environnementaux, sanitaires et socio-économiques de la région. Ce projet contribuera non seulement à protéger l'Oued Soummam contre la pollution, mais aussi à améliorer la qualité de vie des habitants, à renforcer la résilience de la commune face aux pressions démographiques et industrielles, et à promouvoir une gestion durable des ressources en eau.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] : Adour Lydia, Larbia-Habchi Haassiba, Arbia Khatraoui Wassila, 2019, traitement des eaux usées, L'office des publications universitaires.
- [2] : A. Belarbia et K. Belmiloud, Dimensionnement de la station d'épuration de la ville de Tazmalt, Wilaya de Bejaia. *Mémoire de fin d'études, Master en Hydraulique Urbaine*, Université de Bejaia, 2015.
- [3] : Dimitri Xanthoulis, co-ordinator, FUSAGx ; and al, 2008 ; Les techniques d'épuration des eaux usées à faibles coûts ; Première Edition P.
- [4] : M. Satin, B. Selmi, Guide Technique de l'Assainissement. 3eme Edition, Le Moniteur, 2006.
- [5] : A. Rahmani, Epuration des eaux usées de la région de N'goussa (Ouargla) par des végétaux performances épuratoires. *Mémoire de fin d'études, Master en Hydraulique*, Université de Ouargla, 2015.
- [6] : Z. Guendouz, N. Mekki, Dimensionnement d'une station d'épuration pour la ville de Sidi Aich (Bejaïa). *Mémoire de fin d'études, Master en Hydraulique Urbaine*, Université de M'sila, 2019.
- [7] : Organisation mondiale de la Santé. (2022). Progress on wastewater treatment – 2022 global status and acceleration need. Genève : OMS et UNICEF.
- [8] : ONU-Eau. (2021). Rapport mondial des Nations Unies sur la mise en valeur des ressources en eau 2021 : L'eau et le changement climatique. Paris : UNESCO.
- [9] : M. Ouali, Cours de procédés unitaires biologiques et traitement des eaux. 2ème édition, Office des Publications Universitaires, Alger, 2008.
- [10] : l'office national de l'eau. (2005). Conception et dimensionnement des stations d'épuration ont boues activées.
- [11] : J.P. Bechac, P. Boutin. B. Mercier, P. Nuer, Traitement des eaux usées. Paris, Eyrolles.
- [12] : Amorce, 2012, Boues de Station d'épuration : Techniques de traitement, Valorisation et Elimination. Série Technique.
- [13] : A. Belarbia et K. Belmiloud, Dimensionnement de la station d'épuration de la ville de Tazmalt, Wilaya de Bejaia. *Mémoire de fin d'études, Master en Hydraulique Urbaine*, Université de Bejaia, 2015.
- [14] : Grasmick, A. (2000). Le lagunage naturel – Guide technique. Ministère de l'Écologie, de l'Aménagement et du Développement durable.
- [15] : Cors Marie, 2007, Techniques extensives d'épuration des eaux usées domestiques. Le meilleur choix environnemental en zone rurale Dossier IEW Inter Environnement Wallonie.
- [16] : Prefet de l'Aude, 2023, Les services de l'état dans l'Aude, Epandage des boues des stations d'épuration.
- [17] : CEMAGREF / ASTEE (2002). Les procédés extensifs de traitement des eaux usées.
- [18] : WHO (2006). -Wastewater treatment in developing countries- World Health Organization.
- [19] : B. Merzouk, Cours Epuration des eaux usées, Université de M'sila, 2022.
- [20] : Metcalf & Eddy (2014). Wastewater Engineering: Treatment and Resource Recovery, McGraw-Hill
- [21] : Bourbon, B., Lapalus, G., Le Daheron, V., Louvet, C., Marais, J., & Pages, M. (2014- 2015). Les traitements tertiaires, Rapport bibliographique.

- [22] : Tchobanoglous, G., Burton, F. L., Stensel, H. D. (2003). Wastewater Engineering: Treatment and Reuse (4th ed.). McGraw-Hill.
- [23] : BEN TOUMI Zahira Widad, SAFER TABI Mebarka Selwa, Dimensionnement d'une station d'épuration pour le nouveau pôle urbain d'Ighzar Ouzarif – Béjaia, 2023
- [24] : Kibane. (2018). Dimensionnement d'une station d'épuration à Arzew. Transféré le 7 janvier 2018.
- [26] : S. Amirouche, S. Ait Hamou, Dimensionnement des collecteurs de la station d'épuration de la ville d'Akbou, wilaya de Bejaia. *Mémoire de fin d'études, Master en Hydraulique*, Université de Bejaia, 2017.
- [27] : M. Mekhici, Dimensionnement d'une station de relevage et conduite de refoulement vers la station de Bouzedjar. *Mémoire de fin d'études, Master en Hydraulique*, Université de Ain Temouchent, 2016.
- [28] : Guide technique sur le fonctionnement des déversoirs d'orage, Juillet 2006, Ecole Nationale du Génie de l'Eau et de l'Environnement de Strasbourg¹.

Annexes

KCM150R 37042NG-E
Caractéristiques requises

Débit	218 l/s
Hauteur de refoulement	23,5 m
Fluide	Eaux usées
Température	290 K
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	3

Caractéristiques de la pompe

Débit	117 l/s
Hauteur de refoulement	24,6 m
Puissance absorbée	39,6 kW
Rendement	70,8%
Hauteur manométrique H(Q=0)	50,3 m
Orif. de refoulement	150 mm
Installation	Accouplement automatique immergé
Roue	Monocanal
Passage libre	102 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1460 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	42 kW
Courant nominal	80,6 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 68

Limites opérationnelles

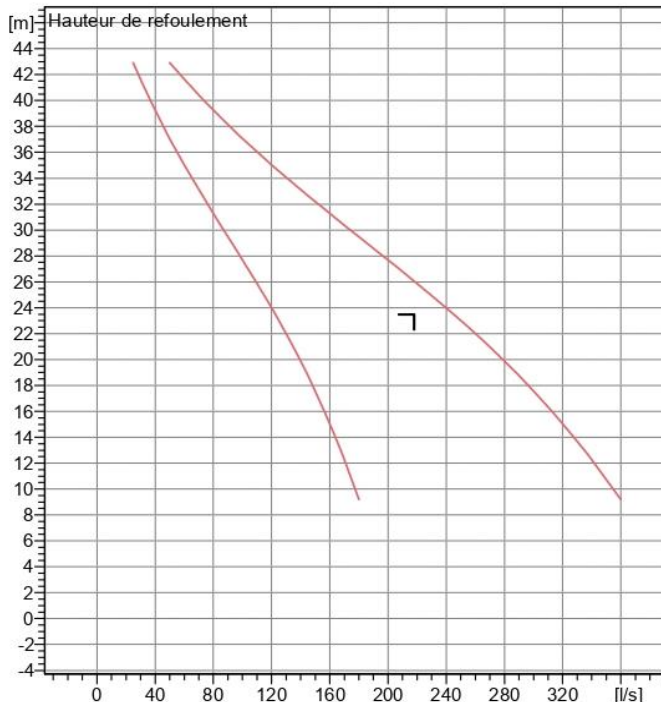
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	313 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m³
Densité max.	998 kg/m³
Viscosité maxi.	1 mm²/s

Caractéristiques générales

Poids	582 kg
-------	--------

Matériaux

Corps de pompe	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Acier-caoutchouc
Arbre	Acier inox
Garniture méc. côté pompe	Carb. silicium/Carb. Silicium
Chambre à huile	Fonte
Enveloppe du moteur	Fonte
Chemise (version R)	Fonte grise
Sondes thermiques	Oui
Sonde de conductivité	Oui
Garniture méc. côté moteur	Graphite/Acier inox
Vis et écrous	Acier inox
Câble d'alimentation	10m

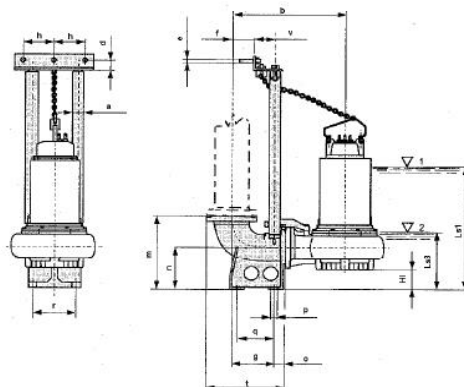

Caractéristiques de fonctionnement

UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

b = 885
d = 35
DN = PN10
DNp = PN10
f = 180
g = 305
HI = 95
J = 295
K = 340
Ls1 = 1190
Ls3 = 445
m = 540
o = 80
øa" = 3
øe = 12,5
øX = 22
p = 24
q = 280
r = 210
t = 555
v = 117
W = 8



Notes:

Annexes 1

Date 16.09.2025	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

KCM250R 37062ND-E
Caractéristiques requises

Débit	593 l/s
Hauteur de refoulement	14 m
Fluide	Eau, claire
Température	290 K
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	3

Caractéristiques de la pompe

Débit	217 l/s
Hauteur de refoulement	14,3 m
Puissance absorbée	39,2 kW
Rendement	76%
Hauteur manométrique H(Q=0)	29,2 m
Orif. de refoulement	250 mm
Installation	Accouplement automatique immergé
Roue	Monocanal
Passage libre	163 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	988 1/min
Nombre de pôles	6
Puissance nominale P2	42 kW
Courant nominal	85 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 68

Limites opérationnelles

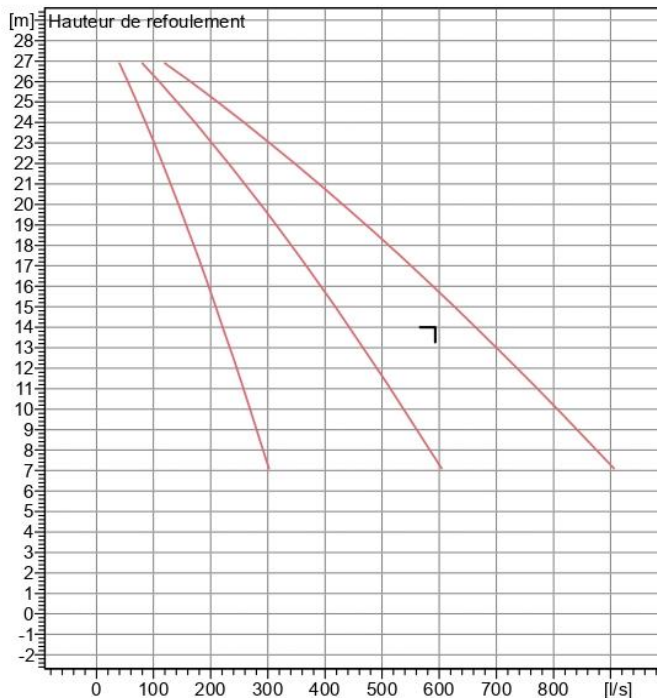
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	313 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m³
Densité max.	998 kg/m³
Viscosité maxi.	1 mm²/s

Caractéristiques générales

Poids	673 kg
-------	--------

Matériaux

Corps de pompe	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Acier-caoutchouc
Arbre	Acier inox
Garniture méc. côté pompe	Carb. silicium/Carb. Silicium
Chambre à huile	Fonte
Enveloppe du moteur	Fonte
Chemise (version R)	Fonte grise
Sondes thermiques	Oui
Sonde de conductivité	Oui
Garniture méc. côté moteur	Graphite/Acier inox
Vis et écrous	Acier inox
Câble d'alimentation	10m

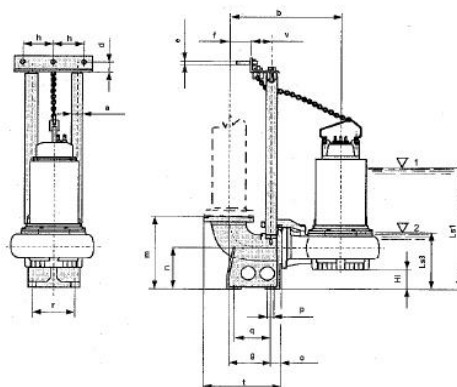

Caractéristiques de fonctionnement

UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

b = 1020
d = 35
DN = PN10
DNp = PN10
f = 245
g = 365
h = 157,5
HI = 180
J = 400
K = 445
Ls1 = 1330
Ls3 = 585
m = 700
o = 85
øa" = 3
øe = 12,5
øX = 22
p = 24
q = 425
r = 310
t = 673
v = 117
W = 12



Notes:

Annexes 2

Date 16.09.2025	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------