



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : REUTILISATION DES EAUX NON CONVENTIONNELLES

THEME :

**Dimensionnement d'une station d'épuration Des Eaux Usées De La
Commune Chechar W. de Khenchela En Vue De Leur Réutilisations**

**Présenté par :
ZABAT Samir**

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
DJELLAB Mohamed	Professeur	Président
DERNOUNI Youcef	MAA	Membre
BETATACHE Hayat	M.C. B	Membre
KOLIAI Djaffar	MAA	Membre
Mem : TAFAT Leila	MAA	Promotrice

Session, Novembre 2024

DEDICACE

Je dédie ce mémoire à :

Toutes les personnes qui m'ont soutenu tout au long de cette aventure académique.

À mes parents pour leur amour inconditionnel et leur soutien sans faille, ainsi qu'à mes frères et sœurs, qui ont été une source de force et d'inspiration.

À mes nièces et neveux, **HADJER, ZINABE, ANASE**, et les autres, pour leur amour et leur innocence qui ont illuminé ma vie.

Je remercie l'École Nationale Supérieure d'Hydraulique (ENSH) et ses enseignants pour leur contribution à ma formation.

À tous mes amis et les étudiants de l'ENSH, merci pour votre soutien et votre précieuse amitié.

Enfin, je dédie ce travail à tous ceux qui croient en l'importance du savoir, en espérant que ce mémoire contribue à un avenir plus durable.

REMERCIEMENT

Avant tout, je rends grâce à **Dieu** Tout-Puissant pour la force, la santé, et la sagesse qu'Il m'a accordées tout au long de ce parcours académique.

Je voudrais également exprimer toute ma gratitude à mes parents, À toute ma famille.

Mes remerciements vont aussi à Madame **LEILA TAFAT**, ma promotrice, pour ses précieux conseils, son encadrement et son accompagnement tout au long de la réalisation de ce travail. Sa disponibilité et son expertise ont été essentielles à la réussite de ce projet.

Je tiens à remercier chaleureusement **les membres du jury**, qui ont pris de leur temps pour évaluer mon travail et m'apporter leurs commentaires constructifs, ainsi que tous les enseignants de l'ENSH pour leurs enseignements, leur disponibilité et leur engagement tout au long de ma formation.

À tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réussite de ce projet, je vous adresse mes plus sincères remerciements.

ملخص

تشهد الجزائر زيادة كبيرة في كميات مياه الصرف الصحي نتيجة للتضخم السكاني والتوسع الحضري، مما يتطلب إيجاد حلولاً فعالة وخاصة في ظل شح الموارد المائية.

يهدف هذا المشروع الي إنجاز محطة لمعالجة المياه الصرف الصحي لبلدية "ششار"، الواقعة في ولاية خنشلة الجنوب الشرقي للجزائر التي يقدر عدد سكانها الحالي 34143 نسمة، مع معدل النمو السكاني يقدر بي 1,3 بالمئة سنويا، من المتوقع ان يصل عدد السكاني الي 50302 نسمة عام 2050.

يركز المشروع على معالجة المياه الصرف الصحي من اجل حماية البيئة بشكل خاص واد رشوش، مع دراسة إمكانية إعادة استخدامها في الزراعة، قد تساهم هذه الخطوة في تحسين الإنتاج الزراعي من ناحية الجودة وكمية الانتاج مع ضمان استدامة الموارد المياه المائية.

الكلمات المفتاحية: مياه الصرف الصحي، محطة المعالجة المياه إعادة الاستخدام المياه المعالجة، السقي.

Résumer

L'Algérie connaît une augmentation significative des quantités d'eaux usées en raison de l'expansion démographique et de l'urbanisation, ce qui nécessite la recherche de solutions efficaces, en particulier dans un contexte de rareté des ressources en eau.

Ce projet vise à réaliser une station de traitement des eaux usées pour la commune de "Chechar", située dans la wilaya de Khenchela, au sud-est de l'Algérie, dont la population actuelle est estimée à 34 143 habitants, avec un taux de croissance démographique de 1,3 % par an. Il est prévu que la population atteigne 50 302 habitants d'ici 2050.

Le projet se concentre sur le traitement des eaux usées afin de protéger l'environnement, en particulier les eaux de ruissellement, tout en étudiant la possibilité de les réutiliser pour l'agriculture. Cette démarche pourrait contribuer à améliorer la production agricole en termes de qualité et de quantité, tout en garantissant la durabilité des ressources en eau.

Mots-clés : eaux usées, station de traitement des eaux, réutilisation des eaux traitées, irrigation.

Abstract

Algeria is experiencing a significant increase in the quantity of sewage water as a result of population growth and urbanization, which requires effective solutions, especially given the scarcity of water resources. This project aims at the construction of a sewage treatment plant for the municipality of Chechar, located in the southeastern province of Khenchela, Algeria, with a current population estimated at 34.143, and a population growth rate of 1.3% per annum, expected to reach 50.302 by 2050.

The project focuses on the treatment of wastewater to protect the environment in particular and local water sources, while studying the possibility of reuse in agriculture. This step could contribute to improving agricultural production in terms of both quality and quantity, while also ensuring the sustainability of water resources.

Keywords: Design, wastewater treatment, plant, irrigation.

TABLES DES MATIERE :

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des planches

Introduction générale

SOMMAIRE :

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1 Introduction.....	1
I.2 Présentations de site.....	1
I.2.1 Situation géographique de la ville de Chechar.....	1
I.3 Relief.....	2
I.4 Pédologie de sol.....	2
I.5 Hydrogéologie.....	3
I.6 Situations climatiques.....	3
I.6.1 L'humidité relative :.....	3
I.6.2 Température :	3
I.6.3 Précipitations.....	4
I.7 Le vent :.....	5
I.8 Evaporation :.....	5
I.9 Sismicité :.....	5
I.10 L'état d'assainissement :.....	6
I.10.1 Fonctionnement du réseau :	7
I.10.2 Collecteurs principaux	7
I.11 Situation hydraulique :.....	8
I.12 Situation démographique :.....	8
I.13 Conclusion :.....	9

Chapitre II : Généralités sur les eaux usées et les procédés d'épurations

II.1 Introduction :	11
II.2 Types des eaux usées	11
II.2.1 Les eaux usées domestiques	11

II.2.2 Les eaux usées industrielles.....	11
II.2.3 Les eaux agricoles	11
II.2.4 Les eaux de pluviales.....	11
II.3 Origine des polluantes des eaux usées	12
II.4 Les caractéristiques des eaux usées	13
II.4.1 Les caractéristiques physico-chimiques	13
II.4.2 Paramètre microbiologique.....	15
II.5 Les normes de rejet	15
II.6 Les procédés d'épurations	16
II.6.1 Prétraitement :.....	16
II.6.2 Traitement primaire	17
II.6.3 Traitement secondaire :.....	17
II.6.4 Procédés intensifs :	18
II.6.5 Procédés extensifs :.....	21
II.6.6 Traitement tertiaire (complémentaire) :.....	23
II.6.7 Traitement des boues	24
II. Conclusion	24

Chapitre III : Evaluation des débits et les charges polluantes

III.1 Introduction	26
III.2 Estimation des charges hydrauliques et des charges polluantes.....	26
III.2.1 Les charges hydrauliques	26
III.3 Caractéristiques des eaux usées de la zone d'étude	28
III.4 Interprétations des résultants	29
III.4.1 Calcul des charges polluantes.....	29
III.5 Conclusion.....	30

Chapitre IV : Dimensionnement de la Station d'épuration

IV.1 Introduction :	32
IV.2 Paramètres de dimensionnement de la STEP :	32
IV.3 Dimensionnement des ouvrages	33
IV.3.1 Dimensionnement des ouvrages de prétraitement	33
IV.3.1.1 Fosse à Batard.....	33
IV.3.1.2 Dimensionnement du bassin de sécurité.....	33

IV.3.1.2.1 Le volume de Bassin.....	33
IV.3.1.2.2 La surface horizontale de Bassin.....	33
IV.3.1.3 Dimensionnement de dégrilleur	34
IV.3.1.3.1 La surface de chaque Dégrillage.....	34
IV.3.1.3.2 Calcul des nombres des Barreaux	35
IV.3.1.3.3 Calcul des pertes de charges.....	36
IV.3.1.3.4 Calcul de volume de déchet retenu :.....	36
IV.3.1.4 Dimensionnement de dessableur – déshuileur	37
IV.3.1.4.1 Calcul de Volume des Bassins :.....	38
IV.3.1.4.2 Calcul de la Surface horizontale :.....	38
IV.3.1.4.3 Calcul de la Hauteur d'eau :.....	38
IV.3.1.4.4 Calcul de la Longueur et largeur du déshuileur :.....	38
IV.3.1.4.5 Calcul du volume d'air injectés dans le dessableur :.....	38
IV.3.1.4.6 Volume du sable retenu :	38
IV.3.1.4.7 Calcul des quantités des matière élimées par le dessableur - déshuileur	39
IV.3.2 Traitement secondaire	40
IV.3.2.1 A l'horizon 2050	40
IV.3.2.2 Calcul du temps d'abattement (rendement d'élimination %) :.....	40
IV.3.2.3 Dimensionnement de bassin d'aération :.....	41
IV.3.2.3.1 Calcul du volume de bassin d'aération :.....	41
IV.3.2.3.2 La surface horizontale :	41
IV.3.2.3.3 La largeur et la longueur de chaque bassin d'aération :	41
IV.3.2.3.4 La masse des boues dans le bassin	41
IV.3.2.3.5 Concentration des boues dans le bassin d'aérations.....	41
IV.3.2.3.6 La tempe de séjour.....	41
IV.3.2.3.7 Calcul des charges à éliminer	42
IV.3.2.3.8 Calcul des Besoins en Aération	42

IV.3.2.3.9 Calcul des équipements d'aération.....	44
IV.3.2.3.10 Calcul de bilan des boues	45
IV.3.2.4 Dimensionnement du Clarificateur.....	46
IV.3.2.4.1 Calcul de la surface de Clarificateur.....	46
IV.3.2.4.2 Calcul de volume Total de Clarificateur.....	46
IV.3.2.4.3 Le temps de séjour :.....	47
IV.3.2.4.4 Calcul de diamètre	47
IV.3.2.4.5 Comparaison avec les normes de réutilisation	49
IV.3.3 Traitement tertiaire	49
IV.3.3.1 Dimensionnement du filtre à sable rapide	49
IV.3.3.1.1 La surface du lit de sable :.....	49
IV.3.3.1.2 Le volume du bassin.....	49
IV.3.3.1.3 La granulométrie	49
IV.3.3.1.4 Les pertes de charges.....	49
IV.3.3.2 Dimensionnement du rétro-lavage.....	50
IV.3.3.2.1 Pour la vitesse de sédimentation de l'eau.....	50
IV.3.3.2.2 Pour la vitesse de sédimentation de l'air	50
IV.3.3.2.3 Le débit de lavage.....	50
IV.3.3.2.4 Pour le débit d'eau de lavage.....	51
IV.3.3.2.5 La perte de charge du média filtre.....	51
IV.3.3.2.6 Les pertes de charges pour l'eau du média filtrant.....	51
IV.3.3.2.7 Les pertes de charges pour d'air du média filtrant :	51
IV.3.3.2.8 Calcul de taux d'élimination de la pollution par le filtre à sable.....	51
IV.3.4 Dimensionnement du bassin de désinfection par UV.....	52
IV.3.4.1 Le volume de bassin UV	52
IV.3.4.2 La surface horizontale de Bassin UV	52
IV.3.4.3 L'énergie consommée par la désinfection UV.....	52

IV.3.4.4 Calcule nombre de lampes.....	52
IV.3.5 Évaluation des charges après traitement final	52
IV.3.6 Traitement des boues	53
IV.3.6.1 Les étapes de traitement des boues sont	53
IV.3.6.2 Epaississement des boues	54
IV.3.6.2.1 Volume journalier de boue à extraite.....	54
IV.3.6.2.2 Volume de l'épaississeur	54
IV.3.6.2.3 Surface de l'épaississeur.....	54
IV.3.6.2.4 Diamètre de l'épaississeur.....	54
IV.3.6.2.5 Hauteur de l'épaississeur.....	54
IV.3.6.2.6 Volume des boues épaissies.....	54
IV.3.6.3 Lit de séchage	55
IV.3.6.3.1 Calcul du volume total.....	55
IV.3.6.3.2 Calcule de surface Totale nécessaire	55
IV.3.6.3.3 Nombre de lits de séchage.....	56
IV.3.6.3.4 Le dimensionnement d'un lit.....	56
IV.3.6.3.5 Volume des boues sèches.....	56
IV.4 Conclusion.....	56

Chapitre V : Calcul Hydraulique

V.1 Introduction.....	57
V.2 Dimensionnement de la station de relevage.....	57
V.2.1 Calcul de volume de la bache de relevage	57
V.2.2 Calcul de la surface du poste de relevage	57
V.2.3 Calcul du diamètre économique.....	57
V.2.4 Hauteur manométrique Totale HMT.....	59
V.3 Dimensionnement du profil hydraulique :	59
V.3.1 Calcul des diamètres et des conduites reliant les ouvrages de traitement.....	60

V.4 Conclusion.....	61
---------------------	----

Chapitre VI : Réutilisation des eaux usées épurées

VI.1Introduction.....	63
VI.2Définition et objectifs de REUE	63
VI.3Domaines de réutilisation des eaux usées :.....	63
VI.3.1L'agriculture [11]	63
VI.3.2L'industrie.....	64
VI.3.3Les zones urbaines [10].....	64
VI.3.4La recharge des nappes phréatiques [10].	64
VI.4Avantages et l'inconvénients de la réutilisation des eaux épuré [11].[10]..	65
VI.5Normes de qualité des eaux en Irrigation Algérienne :	66
VI.6Les groupes de cultures pouvant être irriguées avec des eaux usées épurées :.....	67
VI.7 Propositions de réutilisation des eaux usées épurées de la SETP de Chechar en agriculture.....	68
VI.8Choix de la culture	68
VI.9Calcul des besoins en eau d'irrigation des cultures.....	69
VI.10Calcul du débit spécifique.....	70
VI.11Calcul de la surface qui peut être irriguée par les eaux usées épurées	70
VI.12Conclusion	71

Chapitre VII : Organisation de Chantier

VII.1Introductions	73
VII.2Devis estimatif et quantitatif.....	73
VII.2.1 Calcul du Cout d'investissement	73
VII.2.1.1 Calcul du coût de terrassement	73
VII.2.1.2 Le coût de Béton armé	74
VII.2.1.3 Le coût Totale du génie civil	75
VII.2.1.4 Coût des voiries et réseaux divers (VRD).....	75

VII.2.1.5 Coût des équipements électromécaniques, électriques et des installations hydrauliques	75
VII.2.2 Estimation du coût prévisionnel d'exploitation (fonctionnement)	76
VII.2.2.1 Frais du personnel	76
VII.2.2.2 Frais Consommation énergétique.....	76
VII.2.2.3 Cout de Produits consommables	76
VII.2.2.4 Frais d'entretiens des équipements	76
VII.2.2.5 Coût du fonctionnement total.....	76
VII.2.2.6 Calcul de prix du m ³ d'eau traité	76
VII.2.2.7 Cout annuel de la station d'épuration	76
VII.2.2.8 Calcul du prix du m ³ d'eau épurée.....	76
VII.3 Conclusion.....	78

Liste des tableaux :

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I. 1: moyenne mensuelle et moyenne annuelle de l'humidité relative (en %) ;.....	3
Tableau I. 2 : les températures moyennes mensuelles et moyenne Interannuelle ;	3
Tableau I. 3 : Les précipitations moyennes mensuelles et moyennes interannuelle ;	4
Tableau I. 4: vitesse du vent moyenne mensuelle et moyenne annuelle.	5
Tableau I. 5: Evaporation mensuelles et annuelles moyennes en mm.	5
Tableau I. 6: Evaluation de la population de la zone d'étude des différents Horizon :.....	8

Chapitre II : Généralités sur les eaux usées et les procédés d'épurations

Tableau II. 1: Source des substance polluants et leurs conséquences sur la santé humaine, et les écosystèmes.	12
Tableau II. 2 : les normes de rejet.	15
Tableau II. 3 : Les avantages et les inconvénients des procédés intensif.	20
Tableau II. 4: Les avantages et les inconvénients des procédés extensifs.....	23

Chapitre III : Généralités sur les eaux usées et les procédés d'épurations

Tableau III. 1: Montres les différents calculs des débits à horizonne 2050.	28
Tableau III. 2 : Résultats d'analyse des eaux usées de la ville Chechar.	28
Tableau III. 3: résultat de calcul des charges polluantes.	29

Chapitre IV : Dimensionnement de la Station d'épuration

Tableau IV. 1: Paramètres de dimensionnement de la STEP.....	32
Tableau IV. 2: Espacement et épaisseurs des barreaux.	34
Tableau IV. 3: les données initiales pour dimensionnement de la grille grossière.	35
Tableau IV. 4: les données initiales pour dimensionnement de la grille fin	35
Tableau IV. 5: Résultat final de calcul de dégrilleur.	37
Tableau IV. 6: Critères de dimensionnement du dessableur-déshuileur :.....	39
Tableau IV. 7: Principaux paramètres de fonctionnement d'un réacteur biologique : C_m , C_v :	40
Tableau IV. 8: variations des coefficients a' et b' en fonction de la charge massique.	43
Tableau IV. 9: récapitulatif des calculs de traitement secondaire :.....	47
Tableau IV. 10 : résultat de la qualité de l'eau à la sortie de Traitement Biologique :	48

Tableau IV. 11 : caractéristique des fluides du rétro – lavage :	50
Tableau IV. 12: Dimensionnement de filtre sable rapide :	51
Tableau IV. 13: Interprétation des résultant après traitement final :.....	53
Tableau IV. 14 : Les paramètres de dimensionnement de lit séchage [9].....	55

Chapitre V: Dimensionnement de la Station d'épuration

Tableau V. 1 : Calcul des pertes de charge totales du tronçon.....	58
Tableau V. 2 : Altitudes moyennes du terrain naturel dans la zone d'installation des infrastructures des ouvrages.	59
Tableau V. 3: longueur des conduites entre les ouvrages de station :.....	60
Tableau V. 4: Représente les paramètres de calcule de chaque matériau :.....	61
Tableau V. 5 : Résultats du calcul hydraulique :	61

Chapitre VI : Réutilisation des eaux usées épurées

Tableau VI. 1: Représente les avantages et les inconvénients de REUE.	65
Tableau VI. 2 : Représente des Analyse physique- chimique et toxiques de SETP.CHECHAR Comparaisons Avec, Les paramètres physico-chimique- Toxicologique (journal officiel de la République Algérienne. N26° du 2012).	66
Tableau VI. 3 : Liste des cultures pouvant être irriguées avec des eaux usées épurées.	67
Tableau VI. 4 : Calcules des besoins en eau pour le Olivier :	69
Tableau VI. 5 : Calcule des besoins en eau pour le Tomate	70

Chapitre VII : Organisation de Chantier

Tableau VII. 1 : le coût de terrassement de chaque ouvrage.	74
Tableau VII. 2 : le coût de béton armé de chaque ouvrage	75
Tableau VII. 3: Estimation du coût total du projet.	77

Liste des Figures :

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.

Figure. I 1 : carte géographique de délimitation de la commune de Chechar.	1
Figure. I 2 : d'élimination de la zone d'étude Chechar (w, Khenchela).....	2
Figure. I 3 : Histogramme de précipitations moyennes mensuelles.....	4
Figure. I 6 : première rejet (L'Est de la ville).....	6
Figure. I 5 : Deuxième rejet (sud de vill)	6
Figure. I 7 : Plan d'implantation des points de prospection géotechnique des sites des stations de relevage.....	7

Chapitre II : Généralités sur les eaux usées et les procédés d'épurations

Figure II. 1: Schéma des étapes de prétraitement.....	17
Figure II. 2: Schéma de principe d'une filière type de boues activées.....	18
Figure II. 3: Schéma de principe d'une filière type par lit bactérien.....	19
Figure II. 4 : Schéma de principe d'une filière type de disques biologiques.	20
Figure II. 5: Schéma de principe d'un lagunage naturel.	21
Figure II. 6: Lagune aéré.	22
Figure II. 7: Le lagune anaérobie.	22

Chapitre VI : Réutilisation des eaux usées épurées

Figures VI. 1: projection d'un périmètre d'irrigation ou voisinage de zone d'étude.....	68
---	----

Liste des Planches :

Planche N°1 : Plan de Situation de la station d'épuration de la commune Chechar.

Planche N°2 : Profil hydraulique des ouvrages de la station d'épuration.

Planche N°3 : Plan de l'ouvrages de Clarificateur.

Planche N°4 : Plan de l'ouvrages de l'épaisseur.

CHAPITRE I :

Présentation de la zone
d'étude :

I.1 Introduction

L'élaboration d'un projet de station d'épuration nécessite une étude préliminaire approfondie afin de comprendre tous les paramètres qui influencent le choix du site, l'environnement et l'agriculture, Cette étude doit se baser sur une connaissance détaillée des conditions géographiques, topographiques, climatiques et hydrogéologiques du site envisagé.

Cette étude approfondie permet de s'assurer que le site choisi est le mieux adapté pour accueillir la future station d'épuration, en tenant compte de tous les paramètres techniques, environnementaux et réglementaires.

I.2 Présentations de site

I.2.1 Situation géographique de la ville de Chechar

La commune de Chechar est située au sud des hauts plateaux constantinois, Elle fait partie du bassin versant du Chott Melghir, Elle est située à 50 km au sud-ouest de la ville de Khenchela et à 134 km de Biskra par la RN °83, avec les coordonnées géographiques suivantes : longitude 35°02'16" Nord, latitude 7°00'45" Est.

Couvrant une superficie de 923,74 km² et occupant une position géographique stratégique, elle est située à égale distance de plusieurs chefs-lieux de wilayas, Cette localisation en fait un point de relais et de passage entre différentes wilayas, telles que Khenchela, Oum El Bouaghi, Batna, Biskra et El Oued, Elle est délimitée par :"

(Source : DRE, unité de Khenchela).

1. au nord par la commune de Khirane.
2. à l'est et au sud par la commune de Babar.
3. à l'ouest par la commune de Djellal.

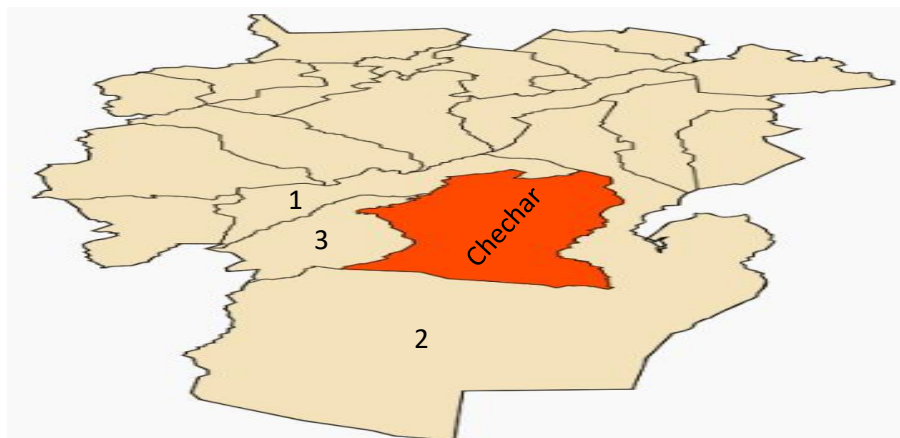


Figure. I 1 : carte géographique de délimitation de la commune de Chechar.

(Source : https://fr.m.wikipedia.org/wiki/Fichier:DZ_40_Districts_Numbers_Of_Khenchela_Province.svg).

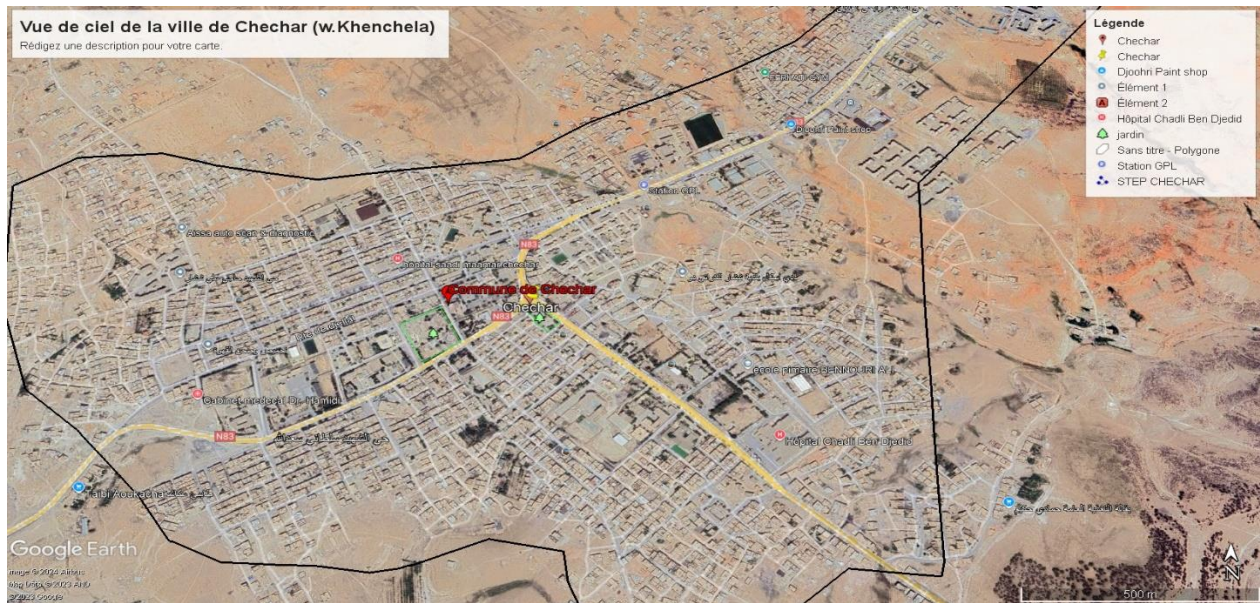


Figure. I 2 : d'élimination de la zone d'étude Chechar (w, Khenchela).

(Source : Google Earth).

Le terrain réservé pour l'implantation de la station de traitement de la ville de CHECHAR, Représente une superficie d'environ de 10 hectares situés à environ 1,4 km au Sud-ouest du chef-lieu de la ville de Khenchela (sud -Est / ville), de point de vue topographique du site est relativement Plant, avec des altitudes variantes entre 1105 m NGA et 1118 m NGA et une pente moyenne de l'ordre de 5 %.

I.3 Relief

Le territoire de la commune de CHECHAR est caractérisé par un relief très accidenté, raviné par les eaux de ruissellement des hauts plateaux constantinois.

La commune est constituée en grande partie par les monts de N'MEMCHAS, une chaîne montagneuse située au sud de la commune, Cette chaîne s'étend sur une longueur de 200 km et une largeur variante entre 60 et 90 km.

L'altitude de cette chaîne montagneuse est variable, allant de 1200 mètres au nord à 600 mètres au sud.

(Source : DRE, unité de Khenchela.)

I.4 Pédologie de sol

On distingue deux types de sol dans la commune, sols bruns steppiques de texture limoneuse, de mauvaise qualité abandonnée à la pratique pastoral, influant beaucoup sur les phénomènes D'infiltration, de perméabilité, d'érosion et de lessivage des terres, Sols bruns rouges, de texture sablo argileuse, qui seraient dévolus aux cultures irriguées.

I.5 Hydrogéologie

La seule nappe présente dans le sous-sol de la zone de CHECHAR est un système aquifère à nappe phréatique, monocouche à nappe libre sans couche imperméable au-dessus reposant directement sur une couche schisteuse imperméable, Cet aquifère est contenu dans les dépôts alluviaux quaternaires, détritiques ou graveleux, à porosité d'interstice, La surface libre de la nappe phréatique s'équilibre en moyenne à une profondeur de 5 à 10 m le long des oueds et à 20 m ailleurs.

(Source : DRE, unité de Khenchela.)

I.6 Situations climatiques

I.6.1 L'humidité relative :

Tableau I. 1 : moyenne mensuelle et moyenne annuelle de l'humidité relative (en %) ;

Année	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout
Hu relative (%)	60	67	72	72	74	73	68	65	56	52	45	48

(Source : ANRH, Alger).

L'humidité relative varie au cours de l'année, avec des pics en automne (72 % en novembre) et en hiver (74 % en janvier), Elle diminue au printemps (65 % en avril) et atteint son minimum en été (45 % en juillet), avant de remonter légèrement en août (48 %), Ces fluctuations reflètent des conditions saisonnières typiques, influençant le confort et les activités extérieures.

I.6.2 Température :

Tableau I. 2 : les températures moyennes mensuelles et moyenne Interannuelle ;

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aoû	Moy
T°max	27,8	23,9	15,7	11,7	10,7	12,4	16,3	19,6	25,3	31,3	34,5	33,5	21,8
T°min	15,2	12	6,6	3,4	2,7	2,5	5,1	7,6	11,9	16	18,8	18,8	10,05
T°moy	21,5	17,5	11,1	7,6	16,6	7,4	10,7	13,6	18,6	23,4	26,6	25,9	16,7

(Source : ARH, Alger).

La température moyenne maximale varie tout au long de l'année, atteignant son pic en août à 34,5°C.

La température moyenne minimale montre une tendance similaire, avec des valeurs plus basses en hiver, descendant jusqu'à 2,1°C en janvier.

Les mois les plus chauds sont généralement juillet et août, avec des moyennes de 33,5°C et 34,5°C respectivement.

Les mois les plus froids sont novembre, décembre et janvier, avec des moyennes de 11,7°C, 10,7°C et 7,6°C respectivement.

I.6.3 Précipitations

Tableau I. 3 : Les précipitations moyennes mensuelles et moyennes interannuelle ;

Année	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout
Moyenne (m/s)	47,83	39	45,33	42,33	42,25	32,92	29,17	42,08	59,83	35,25	16,42	33,5

(Source : ARH, Alger).

On remarque tout la saisonne de l'année que la variation de la précipitation n'est pas régulière, parfois augment et d'autre faces déminer, est atteindre sa valeur maximale en mois de Mais 59,23mm,

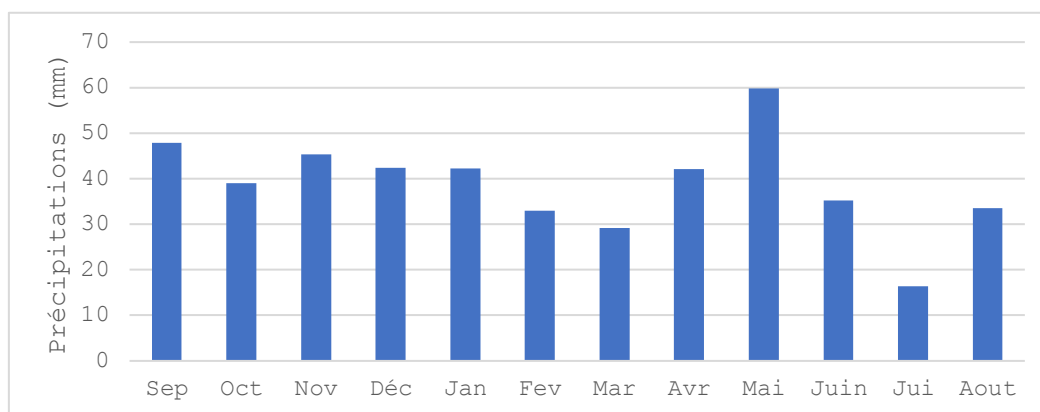


Figure. I 3 : Histogramme de précipitations moyennes mensuelles.

I.7 Le vent :

Les valeurs de la vitesse du vent (valeurs mensuelles et annuelles en m/s) sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau I. 4: vitesse du vent moyenne mensuelle et moyenne annuelle.

Année	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout
Moyenne (m/s)	3	3,9	3,9	3,8	3,8	4,1	4,1	4,6	3,6	3,5	3,4	3,2

(Source : Site internet <https://weatherspark.com>).

I.8 Evaporation :

Évapotranspiration est le phénomène de production de vapeur d'eau dans l'atmosphère par évaporation d'eau de la surface des oueds et ouvrages et la transpiration des plantes,

Tableau I. 5: Evaporation mensuelles et annuelles moyennes en mm.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout
ETP (mm)	154	90	54	29	32	38	77	136	172	230	260	236

(Source : AHR, Alger2022).

I.9 Sismicité :

Selon la réglementation parasismique algérienne, la zone d'étude située à Khenchela est classée dans la catégorie de risque sismique de degré **I**, ce qui signifie qu'elle est considérée comme une zone de faible sismicité, Cette classification permet de déterminer les exigences

Spécifiques en matière de construction pour minimiser les risques en cas de séisme, en tenant compte des caractéristiques sismiques locales.

Zone 0 : Sismicité négligeable

Zone I : Sismicité faible

Zones II et II : Sismicité moyenne

Zone III : Sismicité élevé

(Source : RPA 99 - Version 2003).

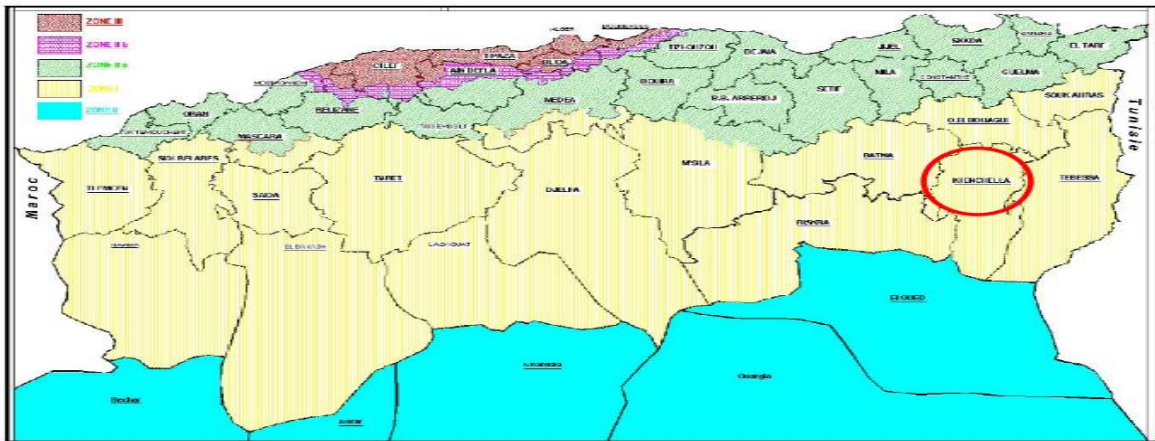


Figure. I 4 : Carte de zonage sismique du nord d'Algérie, **Source :** (<https://fr.scribd.com/document/469391437/RPA99-VERSION-2003-Carte-zonage-sismique-d-Algerie>).

I.10 L'état d'assainissement :

Le réseau d'assainissement de la ville Chechar est du type unitaire, conçu pour recueillir et véhiculer les eaux usées et les eaux de ruissellement, Le réseau d'assainissement est constitué de conduites circulaires de diamètres allant de 300 à 1500 mm, On note la présence de deux rejets séparés.

- Le premier est situé à l'Est de la ville dirigé vers oued Rachouche (Figure 6).
- Le deuxième rejet oued ouezern (Figure 4) est distant d'environ 2 kilomètres du rejet principal, Il est situé au sud de la ville dans un autre bassin versant.

(**Source :** L'ONA, Unité Khenchela).



Figure. I 6 : première rejet (L'Est de la ville).

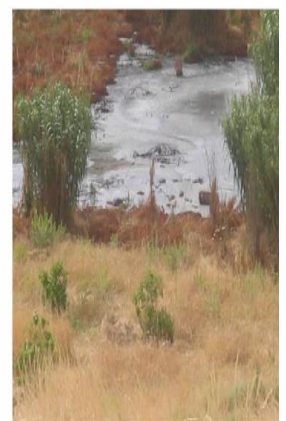


Figure. I 5 : Deuxième rejet (sud de vill)

I.10.1 Fonctionnement du réseau :

La gestion du réseau est assurée par les services de l'APC et l'ONA Office National de l'assainissement, Les problèmes du réseau lesquels ;

- Le dégagement de mauvaises odeurs et développement des parasites.
 - Pertes des eaux usées dues au colmatage et les fuites accidentelles sur le réseau.
 - Débordement d'eaux usées dues aux colmatages, l'incivisme rejet des gravats et ordures dans le réseau.
- (Source : L'ONA, Unité Khenchela).

I.10.2 Collecteurs principaux

Ces collecteurs sont définis comme suivante :

- Conduite de refoulement « LIGH RABAH » SRN°1 L = 725m, DN 500mm, PEHD, Vers R16.de Réception (Projet).
- . Conduite de refoulement : SRN°3 vers SRN°2, L = 825m, DN 300mm PEHD
- . Conduite de refoulement : SRN°2 L= 1000 m, vers R16.de Réceptions de projet.

(Source : L'ONA, Unité de Khenchela).

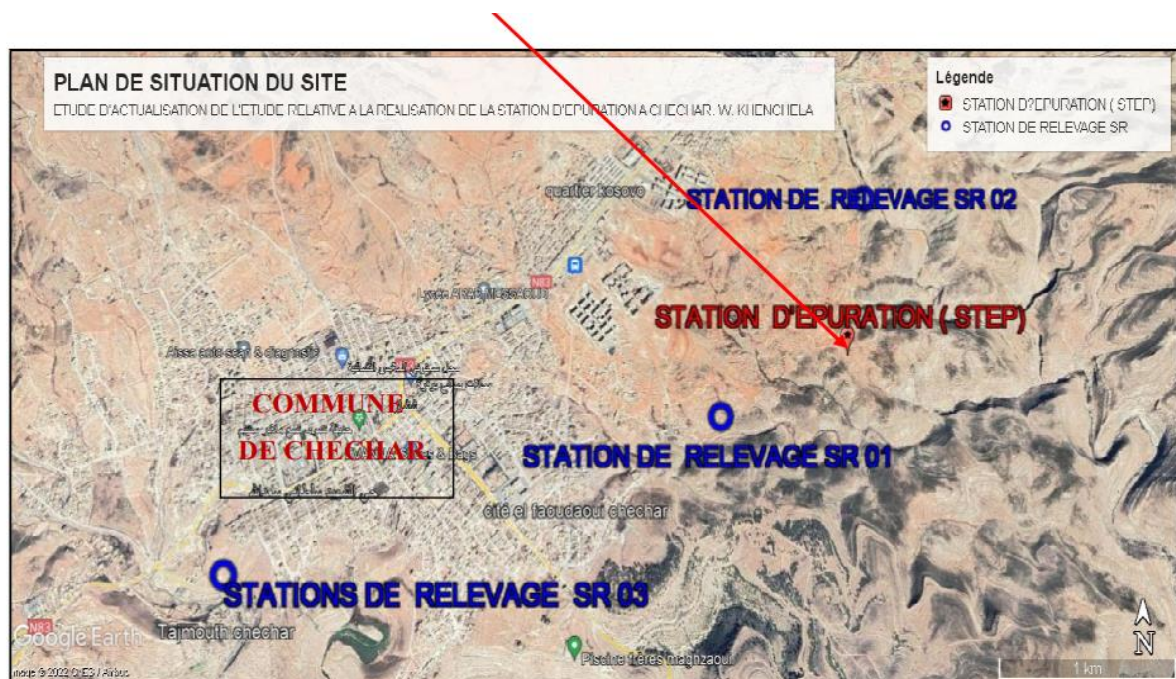


Figure. I 7 : Plan d'implantation des points de prospection géotechnique des sites des stations de relevage.

(Source : Office National d'assainissement unité de Khenchela.)

I.11 Situation hydraulique :

"La commune de Chechar est alimentée par différentes sources divisées entre :

- L'exploitation des nappes se fait par des puis traditionnelles irrigations, et forages modernes essentiellement pour l'AEP.
- D'autre façon par le barrage de BABAR avec un débit de 42 l/s, stocké dans un réservoir de 5000m³ situé à l'entrée de la ville cherchar.

I.12 Situation démographique :

D'après le recensement effectué en 2020 par l'APC de Chechar, le nombre d'habitants des localités concernées par la zone d'étude est de 34 143 personnes. Ces données sont détaillées dans le tableau (I,6)."

Concernant l'estimation de nombre d'habitants à l'état futur on utilise la formule suivante :

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

- P_n : populations futures ;
- P_0 : nombre d'habitants de l'année de référence 2020 ;
- n : nombre de l'année ;
- T : Taux d'accroissement 1,3 % ;

Tableau I. 6: Evaluation de la population de la zone d'étude des différents Horizon :

Population en 2020 (hab).	Taux d'accroissement	Population en 2035 (hab).	Population en 2050 (hab).
34 143	1,3 %	41 143	50 302

(Source : L'APC, wilaya de Khenchela Année 2020).

I.13 Conclusion :

La zone d'étude de la commune de CHECHAR, située dans la wilaya de Khenchela, est caractérisée par un relief montagneux, notamment les chaînes de montagnes menant à l'Atlas saharien. Cette région présente un climat semi-aride, avec des hivers froids et des étés chauds. En ce qui concerne le système d'assainissement, il s'agit d'un réseau unitaire séparatif, disposant de plusieurs points de rejet des eaux usées.

Chapitre II :

Généralités sur les eaux usées
et les procédés d'épurations

II.1 Introduction :

Les eaux usées, issues des activités humaines domestiques, industrielles et agricoles, contiennent divers polluants qui peuvent nuire à l'environnement et à la santé. Avant d'entamer leur traitement, il est crucial de les analyser quantitativement et qualitativement. Ce chapitre examine les différents types d'eaux usées ainsi que les procédés d'épuration adaptés à leur traitement.

II.2 Types des eaux usées

On distingue trois grandes catégories d'eaux usées :

II.2.1 Les eaux usées domestiques

Ce sont les eaux issues des habitations ou des sanitaires des entreprises. Elles sont essentiellement porteuses de matières organiques et minérales, produites par les eaux de vannes, de cuisine et les eaux de lavage

II.2.2 Les eaux usées industrielles

Ces eaux sont très différentes des eaux domestiques. Leurs caractéristiques varient d'une Industrie à une autre. En plus de matières organiques, azotées ou phosphorées, elles peuvent également contenir des produits toxiques, des solvants, des métaux lourds, des micropolluants organiques et des hydrocarbures. [1].

II.2.3 Les eaux agricoles

La pollution de l'eau par l'agriculture est un problème significatif en raison de l'utilisation d'engrais et de pesticides. Les eaux agricoles provenant des terres cultivées chargées en engrais nitrates et phosphatés contribuent aux pollutions diffuses. Ces eaux peuvent contaminer les nappes phréatiques et les cours d'eau avec des matières azotées et phosphatées. [1].

Les caractéristiques de cette pollution dépendent des propriétés physico-chimiques des sols, de l'eau d'irrigation et des apports en engrais et éléments fertilisants.

II.2.4 Les eaux de pluviales

Les eaux pluviales, provenant du ruissellement de surfaces libres telles que les toitures, terrasses, Parking et voies de circulation, comprennent divers contaminants tels qu'huile de vidange, carburant, débris de pneu et métaux lourds. Elles peuvent également contenir des bactéries provenant des poussières et des particules d'argile accumulées sur les toits et les rues. [1].

II.3 Origine des polluantes des eaux usées

En fonction des eaux usées émises par l'homme et ses activités, il est possible de classer les types de polluants présents et d'analyser leurs impacts sur la santé humaine et le milieu récepteur, comme illustré dans le tableau suivant : [1].

Tableau II. 1: Source des substances polluantes et leurs conséquences sur la santé humaine, et les écosystèmes.

Substances	Origine	Effets
Hydrocarbures : essences, huiles, fioul	Transports routiers, industries, accidents pétroliers, fuites lors des déchargements des pétroliers, lessivage par la pluie des zones urbaines (parking, route).	Altération des mécanismes physiologiques de tous les organismes vivants.
Métaux lourds	"Transports routiers, industries métallurgiques et pétrochimiques, peinture et carénage des bateaux.	Affectent surtout les animaux : ralentissement de la croissance, altération des organes, classement par ordre de nocivité croissante. Hg>Ag>Cu>Cd>Zn>Pb>Cr>Ni>Co
Pesticides et insecticides	Utilisation domestique, agriculture.	Trouble du métabolisme et du système neurologique, altération des processus enzymatiques.
Composés azotés et phosphatés	Agriculture, aquaculture, industries agroalimentaires, eaux usées domestiques	Phénomène d'anoxie et d'eutrophisation.
Détergents	Eaux usées domestiques, industries.	Affectent les plantes et les algues. Effet amplifié en cas de combinaison avec des hydrocarbures.
Matières en suspension MES	Eaux usées domestiques, lessivages des sols, industries	Diminution apport de lumière.

II.4 Les caractéristiques des eaux usées

Les eaux usées contiennent une gamme variée de substances, qu'elles soient sous forme Solide ou dissoute, ainsi des microorganismes. Ces eaux peuvent être classées en fonction de leurs caractéristiques : physico-chimiques, microbiologiques et complémentaires. [3].

II.4.1 Les caractéristiques physico-chimiques

II.4.1.1 La température

La température de l'eau, est indice très importante de la connaître avec une précision. En Effet, celle -ci joue un rôle dans la solubilité des sels et surtout des gaz, la viscosité, dans la dissociation des sels dissous donc sur la conductivité électrique, et dans la détermination de pH et pour détermine le taux et la vitesse des réactions de dégradations biochimique. Plus la température augmente plus aunera une efficacité du procédé de traitement. [3].

II.4.1.2 Le potentielle hydrogène pH

L'acidité, la neutralité ou l'alcalinité d'une solution aqueuse peut s'exprime par la Concentration en ions H^+ autrement dit le pH. Les eaux usées domestiques sont généralement neutres ou basiques, et de mieux voire sa valeur entre 5 et 9 pour la nitrification des eaux usées.[2]

II.4.1.3 Matières en suspensions MES

On appelle la matière en suspension toutes les matières minérales ou organiques qui ne se solubilisent pas dans l'eau : les argiles, les sables, les produits organiques, le plancton et autres micro-organismes de l'eau [4].

Les MES affectent la transparence de l'eau et diminuent la pénétration de la lumière, gênant également la respiration des poissons. Par ailleurs, elles accumulent des quantités élevées de matières toxiques (métaux, pesticides, huiles, hydrocarbures)

II.4.1.4 La matière volatile en suspensions (MVS)

Les MVS définir la partie organique de matière en suspensions, généralement représente de 70 à 80 de MES. [4].

II.4.1.5 La matière minérale en suspensions (MMS)

C'est le résidu de la calcination, et correspondent à la présence de sels, silice. Elles défier Généralement comme la différence entre les matières en suspensions et les matières volatile. [4].

II.4.1.6 La Demande biologique en oxygène (DBO)

Il s'agit de la quantité d'oxygène utilisée par les bactéries pour décomposer les matières biochimiques oxydables présent dans l'eau, et l'oxydation et la stabilisation de L'ensemble des matières organiques biodégradables (assimilables) en 5 jours dans l'obscurité et à 20°C. [7].

II.4.1.7 La Demande chimique on oxygène (DCO)

La demande chimique en oxygène représente la quantité d'oxygène consommée par les Matières présentes dans l'eau ou les conditions opératoires définies. En réalité, la mesure correspond à une estimation des matières chimiquement oxydables présentes dans l'eau, quelle que soit leur origine organique ou minérale, et exprime l'oxygène nécessaire à leur dégradation.

II.4.1.8 Indice de la biodégradabilité

La biodégradabilité traduit l'aptitude d'un effluent à être décomposé ou oxydé par les Microorganismes qui interviennent dans les processus d'épuration biologique des eaux.

Elle est exprimée par un coefficient (K) :

$$K = DCO/DBO_5 \text{ [10].}$$

- Si $K < 1.5$, cela signifie que les matières oxydables sont constituées en grande partie de matières fortement biodégradables.
- Si $1.5 < K < 2.5$, cela signifie que les matières oxydables sont moyennement biodégradables.
- Si $2.5 < K < 3$, les matières oxydables sont peu biodégradables.
- Si $k > 3$, les matières oxydables sont non biodégradables.

II.4.1.9 La couleur

Liée au déversement de composés chimiques solubles présentant une coloration marquée.

II.4.1.10 La turbidité

La turbidité est une mesure de l'opacité d'un liquide trouble. Elle indique la réduction de la Transparence d'un milieu due à la présence de particules non dissoutes et de matières en suspension fines, telles que les argiles, les limons et les microorganismes. Une faible partie de la turbidité peut également être causée par la présence de matières colloïdales d'origine organique ou minérale. [4].

II.4.1.11 La conductivité électrique (us/cm)

La conductivité est la capacité d'une eau à faciliter le passage d'un courant électrique. Elle donne une indication précise sur la concentration de sels dissous, c'est-à-dire la salinité de l'eau. En mesurant la conductivité, on peut également évaluer le niveau de minéralisation globale de l'eau. [4].

II.4.2 Paramètre microbiologique

Les eaux usées véhiculent les déchets humains, y compris les excréments et les urines. Elles Renferment une variété de micro-organismes, parmi lesquels se trouvent des germes intestinaux fréquents chez l'homme, des agents pathogènes, ainsi que des parasites tels que des virus, des bactéries, des protozoaires et des helminthes. [4].

II.4.2.1 Les complémentaires

II.4.2.1.1 Le phosphore

Le phosphore est présent dans les eaux usées sous forme de sels minéraux (ortho-phosphate et polyphosphate) provenant principalement des lessives et sous forme organique d'origine industrielle ou biologique. Ces différents composés se trouvent soit à l'état dissous, soit fixés sur les matières en suspension. [4].

II.4.2.1.2 L'azote

L'azote total correspond à l'azote organique et à l'azote minéral. L'azote organique, lorsqu'il est transformé en ion ammonium, est ensuite oxydé en nitrites puis en nitrates par les bactéries. [4].

II.5 Les normes de rejet

Dans le cadre de la protection de l'environnement et la santé publique l'organisation mondiale de la santé (O.M.S) fixe des niveaux de rejet selon la destination de l'eau épurée :

Tableau II. 2 : les normes de rejet.

Paramètres	Valeur admissible
DB0 ₅ (mg/ l)	30
DCO (mg /l)	90
MES (mg/l)	30
Temperature (c°)	30
Azote (mg /l)	40-50
Detergents (mg /l)	01
Phosphate (mg /l)	02

Remarque : Les normes de rejet, après traitement, ont pour objet de la protection de l'environnement engénéral et les milieux récepteurs en particulier.

II.6 Les procédés d'épurations

Ce processus de traitement est réalisé dans des stations d'épuration et comprend généralement quatre types de traitements, à savoir :

- Le prétraitement.
- Le traitement primaire.
- Le traitement biologique.
- Le traitement tertiaire.

II.6.1 Prétraitement :

Cette étape consiste à éliminer les gros objets et les débris des eaux usées, tels que le sable, Les roches et les déchets, en utilisant des processus physiques comme le tamisage ou dégrillages et la sédimentation (dessablage, dégraissage-déshuilage). [5].

II.6.1.1 Dégrillages

Le dégrillage et le tamisage sont des étapes importantes dans le traitement des eaux usées Pour éliminer les gros solides qui pourraient perturber l'efficacité des traitements ultérieurs et protéger les installations en aval des dommages causés par de gros objets. Le choix du tamis ou du filtre dépend de la taille de maille de filtration souhaitée et de la quantité d'eau à traiter. Différents types de dégrillages sont définit selon l'espacement des barreaux : [5].

- **Dégrillage fin** : Espacement des barreaux <10mm.
- **Dégrillage grossier** : Espacement des barreaux 10-30mm.

II.6.1.2 Dessablage

Le dessablage pour but d'extraire des eaux brutes les sables, graviers, les particules minérales et les matières en suspension de granulométrie comprise entre 200 et 500 µm. Cela permet d'éviter les dépôts dans les canaux et conduites, de protéger les pompes et autres appareils contre l'abrasion. L'écoulement de l'eau à une vitesse réduite dans un bassin appelé « dessableurs » entraîne leur dépôt au fond de l'ouvrage. Ces particules sont ensuite aspirées par une pompe. Les sables extraits peuvent être lavés avant d'être mis en décharge, afin de limiter le pourcentage de matières organiques, sa dégradation provoquant des odeurs et une instabilité mécanique du matériau. [4].

II.6.1.3 Dégraissage ou déshuilage

Le principe de la "flottation par air dissous" est généralement utilisé pour éliminer les huiles. Ce principe repose sur l'injection de fines bulles d'air dans le bassin de déshuilage, permettant ainsi de faire remonter rapidement les graisses en surface. Leur élimination se fait ensuite par raclage de la surface. Il est crucial de minimiser la quantité de graisse dans les installations en aval pour prévenir l'obstruction, notamment des canalisations. En outre, leur élimination est essentielle pour réduire les problèmes liés aux rejets de particules graisseuses, aux difficultés de décantation et aux perturbations des échanges gazeux. [5]

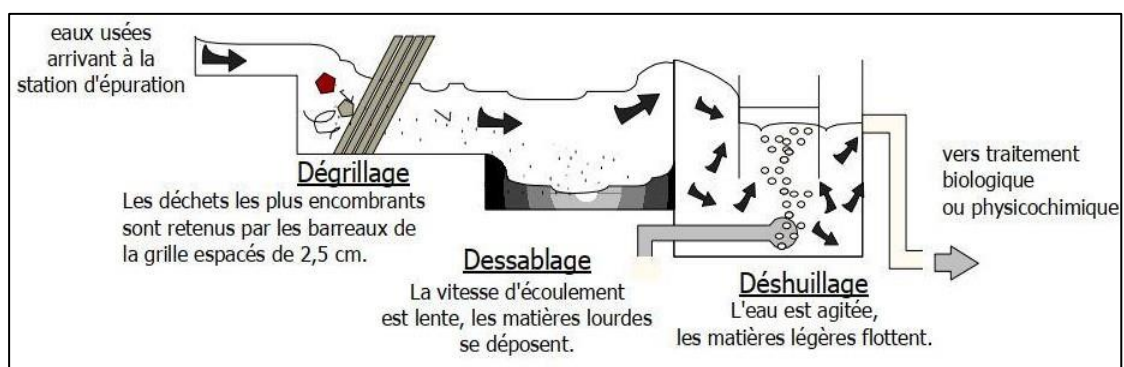


Figure II. 1: Schéma des étapes de prétraitement.

II.6.2 Traitement primaire

La décantation primaire se déroule dans des bassins, souvent de forme cyclonique, bien que divers autres types de décanteurs existent. Elle vise à éliminer environ 70 % des matières minérales et organiques en suspension, lesquelles se déposent au fond du bassin, formant les boues primaires. Ces dernières sont récupérées par raclage, puis dirigées vers des épaisseurs pour traitement ultérieur [7]

L'efficacité de la décantation peut être améliorée par l'ajout de produits chimiques, tels que le sulfate d'alumine, le chlorure ferrique ou des agents de coagulation est recommandé. Cette méthode, connue sous le nom de floculation (traitement physique -chimique), permet de retenir jusqu'à 90 % des matières en suspension. 75% de la DCO et DBO5. [7].

II.6.3 Traitement secondaire :

Le traitement biologique consiste à utiliser des bactéries présentes dans les eaux usées pour décomposer les matières organiques polluantes. Il s'agit de la deuxième étape majeure du processus de traitement des eaux usées. Cette étape vise principalement à éliminer la DBO5 et la DCO résiduelles qui subsistent après le traitement physico-chimique. [6].

Plusieurs types de méthodes et techniques sont utilisés, en fonction de savoir si les micro-Organismes sont fixés sur un support ou en suspension dans l'eau. Les techniques de traitement biologique les plus couramment utilisées comprennent :

II.6.4 Procédés intensifs :

II.6.4.1 Traitement par boues activées à culture libre.

Le procédé à boues activées a été découvert en 1914 à Manchester et repose sur la constatation suivante : Une eau d'égout aérée permet le développement rapide d'une flore bactérienne capable de dégrader des matières organiques polluantes. Dans les conditions idéales d'aération, les micro-organismes d'une eau usée se développent et s'agglomèrent en floccs. Au repos, ces derniers se séparent très bien de la phase liquide par décantation. C'est dans le clarificateur que cette séparation entre la boue et l'eau clarifiée a lieu. Une partie des boues est renvoyée dans l'aérateur pour le réensemencement permanent ou réinjectée en tête de station, l'autre en excès, est éliminée et doit faire l'objet d'un traitement séparé. [8].

Le principe du procédé à boues activées consiste donc à provoquer le développement d'un Floc bactérien dans un bassin alimenté en eau usée à traiter (bassin d'activation). Afin d'éviter la décantation des floccs dans ce bassin, un brassage vigoureux est nécessaire. La prolifération des micro-organismes nécessite aussi une oxygénation Sufficiente. [7]. [6].

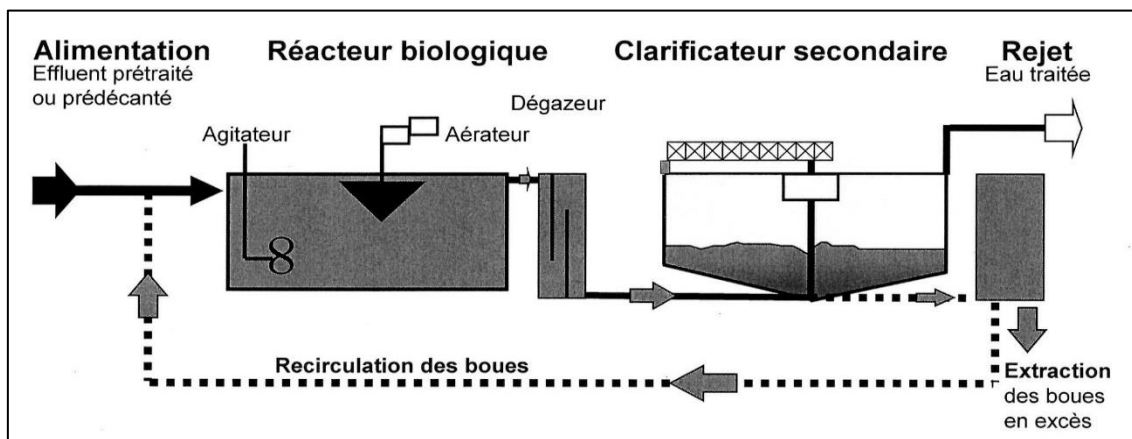


Figure II. 2: Schéma de principe d'une filière type de boues activées.

II.6.4.2 Traitement biologique par culture fixe

Dans ce type de procédés, les micro-organismes sont fixés sur un support inerte et forment le Biofilm. Ces procédés visent à reproduire dans un réacteur l'effet purificateur du sol. on distingue généralement :

II.6.4.2.1 Le lit bactérien

L'effluent contenant la pollution s'écoule sur le support et pénètre dans le biofilm tandis que l'air circule naturellement à travers le lit reposant sur une grille. Le décrochage de la biomasse est spontané par une augmentation de la phase endogène, par l'action des larves et par la vitesse de passage du fluide. Une décantation secondaire est indispensable. [7].

La hauteur du lit bactérien est de 1 à 3 mètres pour un ensemencement classique et de 6 à 12 mètres pour des ensemencements.

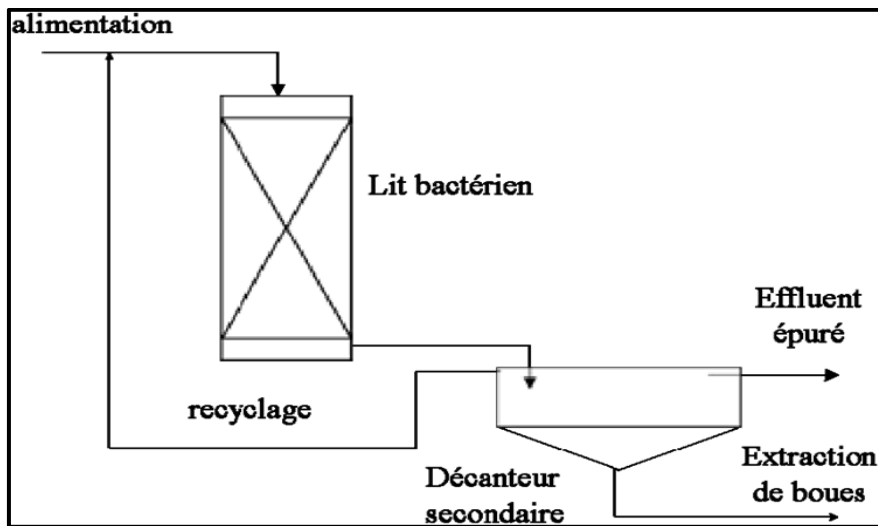


Figure II. 3: Schéma de principe d'une filière type par lit bactérien.

II.6.4.2.2 Disques biologiques :

Un disque biologique est un dispositif de traitement biologique utilisant des milieux filtrants Rotatifs en plastique pour favoriser la croissance des micro-organismes. Ces disques sont partiellement immergés dans les eaux usées, permettant ainsi à une pellicule d'eaux usées de se former à l'air. Cette pellicule ruisselle le long de la surface du disque, absorbant l'oxygène de l'air. Les organismes présents sur le disque éliminent alors l'oxygène dissous et la matière organique de cette pellicule. [7] Le milieu filtrant en rotation à travers les eaux usées du réservoir contribue à éliminer davantage d'oxygène dissous et de matières organiques.

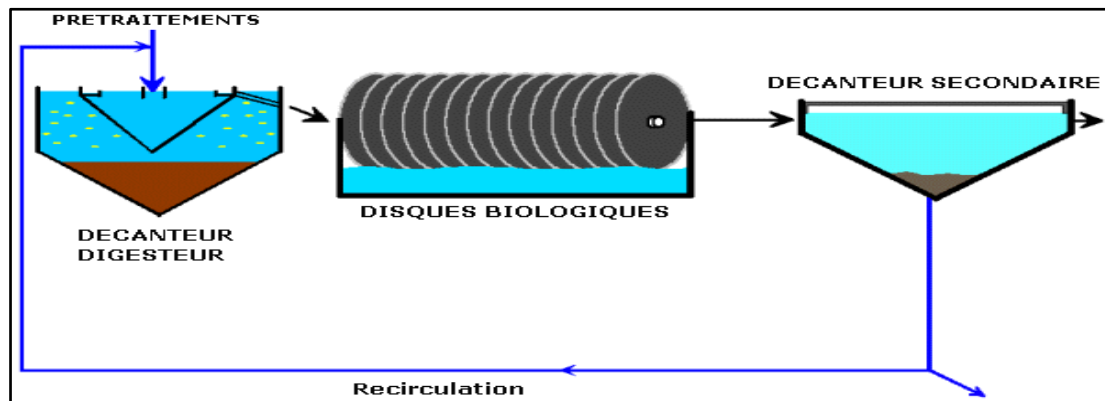


Figure II. 4 : Schéma de principe d'une filière type de disques biologiques.

II ont un diamètre de 1 à 3 m, sont espacés de 20 mm et tournent à une vitesse de 1 à 2 tr min. Ce procédé ne nécessite pas de recyclage et résiste très bien aux à-coups de pollution. Aussi, il y a très peu de risques de colmatage. [7].

Tableau II. 3 : Les avantages et les inconvénients des procédés intensif.

Procédé	Avantages	Inconvénients
Disque biologique	<ul style="list-style-type: none"> - Faible consommation d'énergie. - Production de boues réduite. - Boues légèrement stabilisées. 	<ul style="list-style-type: none"> - Rendement limité pour des charges élevées. - Sensibilité au gel dans les climats froids. - Nécessite un grand espace.
Boues activées	<ul style="list-style-type: none"> - Haute efficacité pour traiter les eaux fortement chargées. - Rendement rapide et élevé. - Boues légèrement stabilisées. 	<ul style="list-style-type: none"> - Consommation énergétique élevée (aération). - Production importante de boues. - Gestion et contrôle complexes. - Coût d'exploitation élevé
Lit bactérien	<ul style="list-style-type: none"> - Faible consommation d'énergie. - Facilité d'exploitation. - Longue durée de vie. 	<ul style="list-style-type: none"> - Rendement limité pour des charges élevées. - Risque de colmatage du support. - Sensibilité aux variations de charge.

II.6.5 Procédés extensifs :

II.6.5.1 Le lagunage

Le lagunage est un procédé d'épuration des eaux usées qui consiste à faire circuler les effluents dans une série de bassins pendant une durée suffisamment longue pour permettre les processus naturels d'autoépuration. Cette méthode est généralement pratiquée dans les régions très ensoleillées, dans des bassins de faible profondeur. Le principe général consiste à recréer, dans des bassins, des chaînes alimentaires aquatiques. [7].

Le rayonnement solaire est la source d'énergie qui permet la production de matières vivantes Par les chaînes trophiques.[6]. Ce traitement demande des surfaces importantes avec des temps de séjour de l'ordre de 30à60jours et une profondeur des bassins de 0.5à1.5 m. selon les régions, on peut triaire par ce procédé de 25 à 50 kg de DBO5/hab./j.

On distingue différents types du lagunage :

II.6.5.2 Le lagunage Naturel

Le lagunage naturel est un procédé d'épuration extensive, consistante à faire séjourner les eaux Usées dans plusieurs bassins successifs, de grande taille, peu profonds et étanches. (Afin d'éviter le développement naturellement de macrophytes). L'étanchéifiassions de ces bassins assure un temps de séjour assez long. [8].

On peut obtenir rendement d'épurations de 90%. Ces procédés sont très sensibles à la Température et sont peu applicables aux régions fraies. Leur dimensionnement est généralement basé pour un climat tempéré, avec une charge journalière de 50kg DBO5/hab/j. La teneur en MES dans l'eau traitée reste élevée de 50 mg / Aussi la DBO5 supérieur égale 50m/l a sorti. [6] [7].

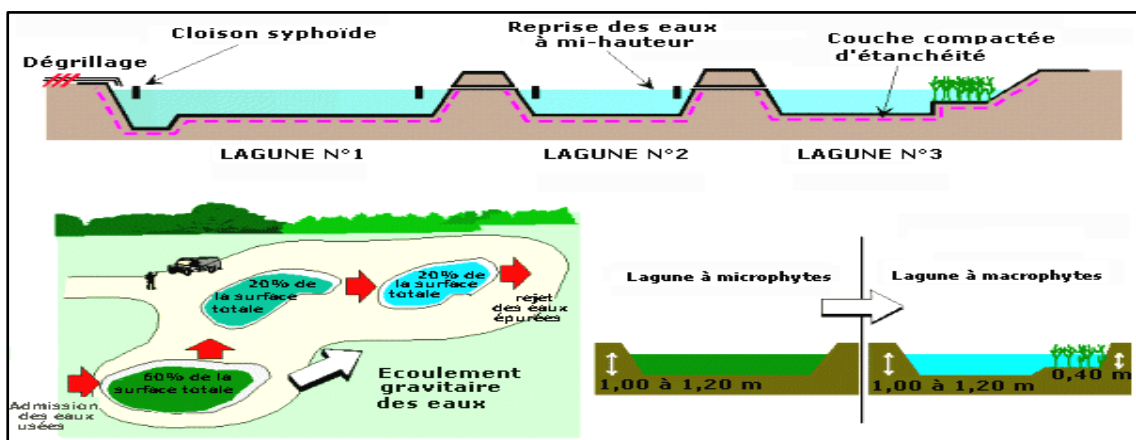


Figure II. 5: Schéma de principe d'un lagunage naturel.

II.6.5.3 Le lagunage aéré :

En utilisant un système mécanique pour introduire de l'oxygène, il est possible de réduire les volumes requis et d'augmenter la profondeur de la lagune. Cela entraîne une concentration bactérienne plus élevée par rapport au processus naturel de lagunage. Le temps de rétention est généralement d'environ une semaine, avec une profondeur variante entre 1 et 4 mètres. Le rendement peut atteindre 80 % sans nécessité de recyclage des boues. Il est essentiel d'assurer une homogénéisation adéquate pour prévenir les dépôts indésirables. [7].



Figure II. 6: Lagune aéré.

II.6.5.4 Le lagunage anaérobie :

Ce type de lagunage permet de prétraiter des effluents fortement concentrés avant de passer à une phase aérobie. Il utilise des lagunes couvertes pour capturer les gaz odorants, avec des temps de rétention prolongés, généralement supérieurs à 50 jours, et des bassins d'une profondeur de 5 à 6 mètres. [7].



Figure II. 7: Le lagune anaérobie.

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

Procédé	Avantages	Inconvénients
Lagunage naturel	<ul style="list-style-type: none"> - Simplicité de mise en œuvre. - Durée de vie longue (70jour). - Bons abattements en phosphore et l'azote. - Très bonne désinfection. 	<ul style="list-style-type: none"> - Nécessite de grandes surfaces. - Temps de traitement long. - maintenance régulière des équipements. - Sensibilité aux conditions climatiques.
Lagunage aéré	<ul style="list-style-type: none"> -Capacité à mieux gérer les pics de pollution. - Efficacité accrue grâce à l'aération mécanique. 	<ul style="list-style-type: none"> - Coût énergétique plus élevé. -Maintenance régulière des équipements.
Lagunage anaérobie	<ul style="list-style-type: none"> -Faible consommation d'énergie. -Production de biogaz utilisable. 	<ul style="list-style-type: none"> -Prétraitement souvent nécessaire. -Risque d'émissions d'odeurs

II.6.6 Traitement tertiaire (complémentaire) :

Les traitements complémentaires constituent un complément d'épuration des eaux usées pour les adapter à l'usage que l'on veut en faire. Ainsi, la sensibilité de certains milieux récepteurs et les besoins de potabilisation d'une eau peuvent exiger des traitements épuratoires encore plus poussés. [9].

Les traitements tertiaires permettent donc d'éliminer les substances non voulues pour Répondre à un objectif de qualité prédéfini. Par exemple, lors d'une réutilisation en irrigation maraichère (production de fruits et légumes sans traitement thermique industriel), il faut éliminer en priorité les pathogènes et garder des éléments nutritifs, alors que lors d'une réutilisation en milieu urbain ou pour une recharge de nappe, l'azote et le phosphore doivent être éliminés afin d'éviter tout risque d'eutrophisation. [6].

Elles peuvent être par la désinfection par l'UV, la désinfections par l'ozone, et d'autre part Filtration, absorptions par charbon actif. [7].

II.6.7 Traitement des boues

Le traitement des eaux usées urbaines et industrielles produit diverses quantités de boues, Comprenant la boue primaire provenant du décanteur primaire et la boue secondaire issue du traitement biologique. Ces boues sont généralement très liquides, souvent fermentescibles, contiennent des germes et des agents pathogènes, et peuvent causer des mauvaises odeurs. C'est pourquoi il est essentiel de les traiter correctement.

La filière de traitement des boues comporte les ouvrages suivants : [7]

II.6.7.1 Epaissement

Les boues en excès sont stockées dans l'épaississeur afin d'augmenter leur teneur en matière Sèches où la siccité atteint 3 à 5%. [9]

II.6.7.2 Bassin de stabilisations

Cette opération est nécessaire surtout pour les boues issues d'une décantation primaire. Ces Dernières doivent êtres stabilisés. [9]

II.6.7.3 Déshydratations mécaniques

La déshydratation est destinée à diminuer les taux d'humidité, donc le volume de ces boues, De façon à faciliter les opérations d'évacuation l'évacuation des filtrats.

Les objectifs du traitement sont :

- La réduction du volume des boues ;
- La réduction voire l'élimination du pouvoir fermentescible ;
- La Réduction du risque sanitaire et environnementale.

II.7 Conclusion

La connaissance des caractéristiques des eaux usées est fondamentale pour choisir le procédé d'épuration le plus approprié. En fonction des objectifs, les traitements visent à éliminer les polluants et à garantir un effluent conforme aux normes environnementales, minimisant ainsi les risques pour l'écosystème et la santé humaine.

Divers procédés de traitement sont employés pour purifier les effluents, et le choix de la méthode la plus adaptée pour une station d'épuration dépend de plusieurs facteurs déjà mentionnés.

Chapitre III :

Evaluation des débits et les
charges polluantes

III.1 Introduction

L'évaluation précise des débits et des caractéristiques des eaux usées, en particulier leur charge polluante, est primordiale pour concevoir une station d'épuration efficace, adaptée aux besoins et capable de s'adapter pendant toute la période de fonctionnement.

III.2 Estimation des charges hydrauliques et des charges polluantes

Pour évaluer de manière quantitative la pollution, il est nécessaire d'estimer les charges hydrauliques et polluantes pour les deux périodes d'analyse.

III.2.1 Les charges hydrauliques

III.2.1.1 Débit moyenne journalier des eaux usées domestiques

Le débit moyen journalier des eaux usées domestiques est une mesure importante pour le dimensionnement d'une station d'épuration. Il dépend de la consommation d'eau potable et du confort de vie des agglomérations. Environ 80 % des besoins en eau potable se transforment en eaux usées.

Ainsi, le débit d'eau usée domestique peut être calculé à l'aide de la formule suivante :

$$Q_{mj,dom} = \text{Dot} \times N \times C_{rj} \dots \dots \dots \text{III.1}$$

Tel que

- Dot : représente la quantité d'eau consommé par chaque habitant. Pour la région de Chechar une dot = 150l/j/hab
- $Q_{mj,dom}$: Débit d'eau usées domestiques
- N : nombre d'habitants à horizon de calcul 2035 et 2050
- C_{rj} : coefficient de de rejet domestique égale 80% de la consommation d'eau potable
 - L'horizon 2050 $Q_{mj,dom} = 150 \times 0.8 \times 50302 = 6036.24 \text{ m}^3 / \text{j}$.

Remarque :

Une augmentation de ce débit est nécessaire dans cette zone afin de bien prendre en compte le débit des équipements présents dans cette région. Cette augmentation est estimée à 20% du débit des eaux usées domestiques.

D'après cette majoration on trouve :

III.2.1.2 Débit moyenne journalier des eaux usées des équipement

$$Q_{mj,éq} = 20\% \times Q_{mj,dom} \dots \dots \dots \text{III.2}$$

- L'horizon 2050 $Q_{mj,éq} = 0.2 \times 6036.24 = 1207.25 \text{ m}^3 / \text{j}$.

III.2.1.3 Calcul du débit total

$$Q_{mj,Total} = Q_{mj,dom} + Q_{mj,éq} \dots \dots \dots \text{III.4}$$

- L'horizon 2050 $Q_{mj,Total} = 6063.34 + 1207.25 = 7243.49 \text{m}^3/\text{j}$

III.2.1.4 Débit horaire des eaux usées

$$Q_{moy} = \frac{Q_{mj,Total}}{24} \dots \dots \dots \text{III.5}$$

- L'horizon 2050 : $Q_{moy,h} = \frac{7243.49}{24} = 301.81 \text{m}^3/\text{h}$.

III.2.1.5 Débit moyenne diurne

Le débit diurne correspond à la période ou la stations reçoit le plus grand volume d'eau Usées.

$$Q_{diurne} = \frac{Q_{moy,j}}{16} \dots \dots \dots \text{III.6}$$

- L'horizon 2050 : $Q_d = \frac{7243.49}{16} = 452.72 \text{m}^3/\text{h}$.

III.2.1.6 Débit moyen au temps sec Q_{pts}.

Le débit de pointe en temps sec (Q_{pts}) Il correspond à l'expression suivante :

$$Q_{pts} = C_{ps} \times Q_{mj,T} \dots \dots \dots \text{III.6}$$

Tel que :

C_{ps} : coefficiente de points en temps sec l/s ;

$Q_{mj,T}$: débit moyen journalier total l / s ;

$$C_{ps} = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{mj,T}}} \quad \leftrightarrow \quad \text{Si } Q_{mj,T} > 2.8 \text{ L/s.}$$

$$C_{ps} = 3 \quad \leftrightarrow \quad \text{si } Q_{mj,T} < 2.8 \text{ L / s.}$$

- L'horizon 2050 $C_{ps} = 1.773 \quad \leftrightarrow \quad Q_{pts} = 536.34 \text{m}^3/\text{h}$.

III.2.1.7 Débit moyen au temps pluie

Il corresponde à l'expression suivante :

$$Q_{pp} = C_{pp} \times Q_h \dots \dots \dots \text{III.7}$$

Avec :

C_{pp} : Etant le coefficient de dilution en temps pluie égale 3

- L'horizon 2050 : $Q_{pp} = 3 \times 301.81 = 905.43 \text{m}^3/\text{h}$

III.2.1.8 Notion d'équivalent habitant

$$EH = \frac{Q_{mj,T} \times 1000}{C_{rj} \times Dot} \dots \dots \dots \text{III.8}$$

- L'horizonne 2050 : $EH = \frac{7243.49 \times 1000}{0.8 \times 150} = 60\ 363 \text{ Eq, hab.}$

Les résultants de calcul précédentes sont représentée dans le tableau suivante ;

Tableau III. 1: Montres les différente calcul des débits à horizonne 2050.

Paramètres	Unité	Horizon 2050
Equivalent Habitants		60 363
Dotations	L/s	150
Coefficient de rejet (%)	%	80
Débit moyen journalier des eaux usées	m ³ /j	6036,24
Débit moyen journalier eaux usées des équipement	m ³ /j	1207,25
Débit moyen journalier total des eaux usées	m ³ /j	7243,49
Débit moyen horaire	m ³ /h	301,812
Débit moyen diurne	m ³ /h	452,718
Coefficient de point C _{PS} (‰)	/	1,77
Débit de point en temps sec	m ³ /h	536,34
Débit de point en temps pluie	m ³ /h	905.43
Nombre Equivalent habitant (Eq, hab)	Eq,hab	60 363

III.3 Caractéristiques des eaux usées de la zone d'étude

Le tableau ci-dessous représente les résultats de l'analyse des eaux usées provenant de la station d'épuration de la ville de CHECHAR, pour l'année 2023.

Ces résultats correspondent aux moyennes des échantillons prélevés à différents moments de la journée.

Tableau III. 2 : Résultats d'analyse des eaux usées de la ville Chechar.

Paramètre		Horizon	Les normes de rejets
Types de réseau	Unitaire	2023	/
Nature des eaux usées	Domestique	/	/
Paramètre	Unité	Valeur	Valeur
Température	C °	19,75	30
PH	mg/l	6,55	6,5 à 8,5
Conductivité CE	mg/l	2148,34	/
MES	mg/l	123	<30mg/l
DBO ₅	mg/l	441,67	<30mg/l
DCO		908	<90mg/l
PO ₄	mg/l	6,25	
NH ₄ ⁺	mg/l	89,6	<10mg/l

III.4 Interprétations des résultants

Les résultats de l'analyse montrent que plusieurs paramètres, notamment la DBO5, la DCO, les MES, l'azote total, dépassent les normes de rejet pour le milieu naturel et la réutilisation en irrigation. Ces dépassements indiquent une forte pollution organique et nutritive, posant des risques pour les écosystèmes aquatiques.

Il est donc impératif de mettre en place des systèmes de traitement appropriés pour réduire ces polluants. Des mesures correctives doivent être envisagées pour respecter les normes environnementales, protéger les écosystèmes aquatiques, et garantir la sécurité de la réutilisation de l'eau.

III.4.1 Calcul des charges polluantes

La formule pour calculer la charge polluante est la suivante :

$$\text{Charge en matière polluante : } C = [X] \times Q_{mj} \times 10^{-3} \dots\dots\dots(\text{Kg/j}) \text{ III.9}$$

Avec :

[X] : Représente la concentration de la matière polluante en (mg/l).

Q_{mj} : Est le débit total journalier entrant à la Station d'Épuration des Eaux Usées (m^3/j).

➤ **Indice de la biodégradabilité**

$$K = \frac{DCO}{DBO5} = \frac{908}{441.67} = 2.05.$$

Notre indice de biodégradabilité moyenne d'après les résultats d'analyse est d'ordre 2

Qui traduit une eau usée rejeté **facilement biodégradable**.

Récapitulons les calculs des charges polluantes dans tableau ci-dessous :

Tableau III. 3: résultat de calcul des charges polluantes.

Paramètres	Unité	Horizon 2050
Charge polluante	Unité	Valeur
DBO5	Kg/j	3200
DCO	Kg/j	6577,09
MES	Kg/j	890,949
Po4	Kg/j	45,272
NH ₄ ⁺	KgN/j	649,016

III.5 Conclusion

Dans cette section, nous avons initialement analysé la contamination détectée dans l'effluent de notre zone d'étude en combinant des approches qualitative et quantitative.

Dans la perspective de notre projet, nous nous apprêtons à concevoir les dimensions de notre future station d'épuration pour l'année 2050, en tenant compte de ces données. Notre but est d'intégrer l'intégralité des polluants et des flux hydrauliques pour envisager leur réutilisation dans le secteur agricole.

Chapitre IV :

Dimensionnement de la Station d'épuration

IV.1 Introduction :

Les systèmes d'épuration doivent être dimensionnés, conçus et exploités de manière à traiter efficacement les flux de matières polluantes en fonction de leurs débits et charges de référence, Un dimensionnement approprié est essentiel pour atteindre les objectifs de traitement des eaux usées avant leur rejet dans l'environnement naturel ou leur réutilisation en agriculture.

IV.2 Paramètres de dimensionnement de la STEP :

Les ouvrages de la station d'épuration ont été dimensionnés pour un fonctionnement normal pour le débit moyen et supporter momentanément les débits de pointe, Les équipements d'aération ont été dimensionnés pour répondre au besoin des débits de pointe.

Tableau IV. 1: Paramètres de dimensionnement de la STEP.

Désignation	Unité	Horizon d'étude (2050)
Nature des eaux usées		Domestiques
Nombre d'équivalent habitant	NEH	60 363
Dotation	l/hab/j	150
Coefficient de retour à l'égout	%	80
Charges hydraulique		
Débit moyen journalière	m ³ /j	7243,49
Débit moyen horaire	m ³ /h	301,81
Débit de pointe par temps sec	m ³ /h	536,34
Coefficient de pointe par temps sec	-	1,77
Débit de pointe par temps de pluie	m ³ /h	1 159
Charges polluantes (Kg/j)		
MES	Kg/j	980,094
DBO5	Kg/j	3200
DCO	Kg/j	6577,09
NH ⁺	Kg/j	649,016
PO4 ⁻	Kg/j	45,27

IV.3 Dimensionnement des ouvrages

IV.3.1 Dimensionnement des ouvrages de prétraitement

IV.3.1.1 Fosse à Batard

La fosse à batard dite chambre de réception est indispensable dans l'ouvrage de prétraitement, Elle est prévue afin de réceptionner et d'orienter la totalité du débit maximum vers le dégrilleur. Elle est dimensionnée à la base du débit de pointe : $Q_{pts} = 536,34 \text{ m}^3/\text{h}$.

T_s ; le temps de séjour de chambre de réceptions on prend 2 min → 120 sec ;

Avec H ; c'est le profondeur égale $H = 1,5 \text{ m}$

$Q_{pts} = 536.34 \text{ m}^3/\text{h} = 0,15 \text{ m}^3/\text{s}$

V : le volume de chambre de respirations

$V = Q_{pts} \times T_s \dots\dots\dots VI. 1$

$V = 0,15 \times 120 = 18\text{m}^3$

S ; la surface de chambre de réception

$S = V/H \qquad S = 18/1,5 = 12\text{m}^2$

$L = 4 \text{ m} \qquad l = S/L = 3 \text{ m}.$

IV.3.1.2 Dimensionnement du bassin de sécurité

Les bassins sont maintenus vides et ont pour but de stocker l'effluent brut pendant une à deux journées en cas de caractéristiques anormales, telles que la toxicité, ou de conserver l'effluent en cours de traitement lorsqu'un stade d'épuration en aval est à l'arrêt.

Elle est dimensionnée à la base du débit de pointe, avec un temps de séjour varie entre 2 à 4 horaires.

IV.3.1.2.1 Le volume de Bassin

$V = Q_{pts} \times T_s \dots\dots\dots VI.2$

Avec:

$Q_{pts} = 536,34 \text{ m}^3/\text{h}.$

T_s ; deux hours 2 h.

$V = 536,34 \times 2 = 1072,68\text{m}^3.$

IV.3.1.2.2 La surface horizontal de Bassin

Avec un hauteur de 2 m.

$S = 563,34\text{m}^2.$

- **La longueur de Bassin**
- On prend une surface horizontale rectangulaire telle que $L = 2 \times B$.

$$L = 31m$$

- La largeur du bassin $B = 17m$

IV.3.1.3 Dimensionnement de dégrilleur

Pour le dimensionnement du dégrillage on utilise la formule donnée par KIRSIHMER, dans le calcul de la surface et Laguerre de grille et le nombre des barreaux.

La largeur de la grille L est calculée comme suit :

$$L = \frac{S \cdot \sin \theta}{H(1-a) \cdot c} \dots \dots \dots \text{VI. 2}$$

$$a = \frac{d}{d+e} \dots \dots \dots \text{VI. 3}$$

a : Coefficient de passage libre.

θ ; angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontal 60 à 80 °.

e : espacement entre les barreaux (m).

b :épaisseur des barreaux .

Tableau IV. 2: Espacement et épaisseurs des barreaux.

Paramètre	Grille grossière	Grille fine
d (cm)	2,00	1,00
e (cm)	5 à 10	0,3 à 1

S : Surface de la grille ; c : Coefficient de colmatage de grille :

- Pour une grille manuelle, c (0,1 < c < 0,3) ;

- Pour une grille mécanique, c (0,4 < c < 0,5) ;

IV.3.1.3.1 La surface de chaque Dégrillage

La surface de la grille est calculée par la relations suivante ;

$$S = \frac{Q_e}{V_e \times a \times c} \dots \dots \dots \text{VI. 4}$$

Tel que :

V_e : Vitesse de l'écoulement à travers la grille (m/s), sa valeur est comprise en générale entre 0,50 m/s et 1,2 m/s, [2].

- **Dégrillage grossière**

Tableau IV. 3: les données initiales pour dimensionnement de la grille grossière.

Paramètre	Qpts m ³ /s	Ve m /s	θ	Hmax(m)	d(mm)	e(mm)	c
Valeur	0,2	1,2	60°	0,9	20	50	0,5

$$a = \frac{20}{20+50} = \mathbf{0,28}$$

$$S = \frac{0,15}{1,2*0,28*0,5} = \mathbf{1,15 \text{ m}^2}$$

$$L = \frac{1,2*\sin 60}{0,9(1-0,28)*0,5} = \mathbf{3 \text{ m}}$$

- **Dégrillage fin**

Tableau IV. 4: les données initiales pour dimensionnement de la grille fin

Paramètre	Qpts m ³ /s	Ve m/s	θ	Hmax(m)	d(mm)	e (mm)	c
Valeur	0,2	1,2	80°	1	10	5	0,5

$$a = \frac{10}{10+5} = \mathbf{0,67}$$

$$S = \frac{0,2}{1,2*0,67*0,5} = \mathbf{0,5\text{m}^2}$$

$$L = \frac{0,2*\sin 80}{0,9(1-0,67)*0,5} = \mathbf{1,32\text{m}}$$

IV.3.1.3.2 Calcul des nombres des Barreaux

$$L = N_e \times e + N_b \times d \dots\dots\dots \text{VI. 5}$$

Tel que :

e :espacement des barreaux .

N_e : nombre des d'espacement et N_e = N_b+1.

d :diamètre des barreaux

Selon l'équation (5) on peut écrire :

$$N = \frac{L-e}{e+d} \dots\dots\dots VI. 6$$

- **Pour Dégrillage grossier** $N = \frac{2,4-0,05}{0,02+0,05} = 34$ barreaux.
- **Pour Dégrillage fin** $N = \frac{2,2-0,005}{0,01+0,005} = 147$ barreaux.

IV.3.1.3.3 Calcul des pertes de charges

Les pertes de charges à travers la grille sont données par l'équation de KIRSCHMER :

$$\Delta H = \beta \times \left(\frac{d}{e}\right)^{4/3} \times \sin \theta \times \left(\frac{V^2}{2g}\right) \dots\dots\dots VI. 7$$

d : diamètre des barreaux (m).

e : espacement entre les barreaux (m).

θ: angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontal.

β: coefficient qui tient compte de la forme des barreaux.

Dans notre cas on choisit un type des barreaux de section rectangulaire avec une coefficient des formes $\beta = 2,42$.

- **Pour Dégrillage grossier :**

$$AN : \Delta H = 2,42 \times \left(\frac{20}{50}\right)^{4/3} \times \sin 60 \times \left(\frac{1,2^2}{2 \times 9,81}\right) = 4,53 \text{cm}$$

- **Pour Dégrillage fin :**

$$AN : \Delta H = 2,42 \times \left(\frac{5}{10}\right)^{4/3} \times \sin 60 \times \left(\frac{1,2^2}{2 \times 9,81}\right) = 6,94 \text{cm}$$

IV.3.1.3.4 Calcul de volume de déchet retenu :

- **Pour le dégrillage grossier :**

$$\frac{12}{e} < \text{Vert} < \frac{15}{e} :$$

Donc :

$$V \text{ max} = \frac{N \times \text{Vertmax} \times 10^{-3}}{365} = 0,49 \text{ m}^3/\text{j} \dots\dots\dots VI. 8$$

$$V \text{ min} = \frac{N \times \text{Vetrmin} \times 10^{-3}}{365} = 0,39 \text{ m}^3/\text{j} \dots\dots\dots VI. 9$$

- **Pour le dégrillage fin :**

$$\text{Vert max} = 15/0,5 = 30 \text{L/Eq/ans}$$

$$\text{Vert min} = 12/0,5 = 24 \text{L /Eq/ans}$$

Donc :

$$V_{\max} = \frac{N \times V_{\text{retmax}} \times 10^{-3}}{365} \dots\dots\dots \text{VI. 10}$$

$$= 4,96 \text{ m}^3/\text{j.}$$

$$V_{\min} = \frac{N \times V_{\text{retmin}} \times 10^{-3}}{365} \dots\dots\dots \text{VI. 11}$$

$$= 3,96 \text{ m}^3/\text{j}$$

Tel que :

N : le nombre d'équivalent habitant (60363eq, hab.) ;

$V_{\text{ret, max}}$: Le volume maximum retenu par la grille par habitant ;

$V_{\text{ret, min}}$: Le volume minimum retenu par la grille par habitant ;

V_{\max} : Le volume maximum par la grille par jour ;

V_{\min} : : Le volume minimum par la grille par jour.

Tableau IV. 5: Résultat finaux de calcule de dégrilleur.

Horizon 2050 pour Qpts = 536,34m³/j			
Paramètre	Unité	Grille grossière	Grille fin
Débit de dimensionnement	m ³ /j	0,15	0,15
Ecartement entre les barreaux	mm	50	5
Diamètre des barreaux	mm	20	10
Hauteur eau max	m	0,9	1
Largeur de la grille	m	3	1,32
Surface	m ²	1,32	0,5
Pert de charge	cm	4,53	6,94
Volume maximale des déchets	m ³ /j	0,49	4,96
Volume minimale des déchets	m ³ /j	0,39	3,96
Nombre des barreaux	/	34	147

IV.3.1.4 Dimensionnement de dessableur – déshuileur

Dans notre cas, l'origine des eaux usées est domestique c'est-à-dire le dimensionnement de ce dernier effectuer dans le même ouvrage à conditions, on prend le volume le plus grand entre les deux, pour le déshuileur

Les caractéristiques du déshuileur sont :

- Temps de séjour T_s varie entre 8 à 15 minutes ➔ $T_s = 10$ minutes ;

- La vitesse ascensionnelle V_{as} vari de 10 à 15 m/h → $V_{as} = 15$ m/h ;
- Q_{ps} le débit de pointe à temps sec : 536,34 m³/s.

IV.3.1.4.1 Calcul de Volume des Bassins :

$$V = Q_p \times t_s \dots\dots\dots VI. 12$$

$$V = \frac{536,34 \times 10}{60} = 89,39 m^3. \quad \rightarrow \quad V = 90 m^3$$

IV.3.1.4.2 Calcul de la Surface horizontale :

$$Sh = \frac{Q_p}{V_{asc}} \dots\dots\dots VI. 13$$

$$Sh = 536.34/15 = 35,36 m^2 \quad \rightarrow \quad Sh = 36 m^2$$

IV.3.1.4.3 Calcul de la Hauteur d'eau :

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

$$H_e = 90/36 = 2,5 \quad \rightarrow \quad H_e = 2,5 m$$

IV.3.1.4.4 Calcul de la Longueur et largeur du déshuileur :

$$L = \frac{Sh}{l}$$

On prend une largeur (l) du déshuileur $l = 3$ m.

$$L = 39 / 3 = 13 \quad \rightarrow \quad L = 12 m$$

IV.3.1.4.5 Calcul du volume d'air injectés dans le dessableur :

L'ouvrage est généralement aéré par un supprimeur, afin de permettre l'aération ainsi que la remonté en surface, définie par la relation suivante :

$$Q_{air} = Q_{pts} \times V \dots\dots\dots VI. 14$$

V : le volume d'air injecter varier de 1 à 1,5 m³d'air/m³, on prend $V = 0,6$ m³d'air / m³.

$$\text{On trouve : } Q_{air} = 536.34 \times 0,6 = 321,8 m^3/h.$$

IV.3.1.4.6 Volume du sable retenu :

$$W_s = N \times V_s \dots\dots\dots VI. 15$$

N : nombre des habitants 50 302 hab.

V_s : volume de sable recueilli dans les dessaleurs varie entre 5 et 12 l/hab./an.

$$W_s = 603,42 m^3/an$$

IV.3.1.4.7 Calcul des quantités des matière élimées par le dessableur - déshuileur

Le dessableur élimine 80% de la matière minérale existant dans les eaux usées, Cette dernière représente 20% de la charge totale en MES, et le reste 80% représente les matières volatiles en suspensions MVS.

On sait que la matière en suspension à l'entrée de dessableur est MES entrée = 890,94 Kg/j

$$\text{MES}_{\text{entrée}} = 80\% \text{MVS} + 20\% \text{MMS} \dots\dots\dots \text{VI. 16}$$

$$\text{La matière volatile en suspension MVS} = 0,8 \times 890,94 = 712,752 \text{Kg/j}$$

$$\text{La matière minérale Totale} = 0,2 \times 890,94 = 178,188 \text{Kg /j}$$

$$\text{La matière minérale éliminer par le dessableur MM} = 0,8 \times 178,188 = 142,55 \text{Kg/j}$$

$$\text{La matière minérale sorti de dessableur MM} = 178,188 - 142,55 = 35,64 \text{ Kg/j}$$

$$\text{La charge totale de MES sortir} = 712,752 + 35,64 = 748,392 \text{ Kg/j} = 103,2 \text{ mg/l.}$$

Le résultant de calcule sont noter le tableau suivant :

Tableau IV. 6: Critères de dimensionnement du dessableur-déshuileur :

DONNEES	Valeurs	Unités
Vitesse ascensionnelle	15	m/hr
Temps de séjour (10 à 20 min)	10	min
Nombre d'ouvrage	2	
/ / /		
Calculs	Valeurs	Unités
Surface horizontale Sh	36	m ²
Volume V	90	m ³
Surface transversale St	7,5	m ²
Longueur	12	m
Largeur	3	m
Hauteur	2,5	m
Volume d'air Q _{air}	321,8	m ³ /h
Matière minérale total (MM)	178,188	Kg /j
Matière volatile en suspension MVS	712,752	Kg/j
Matière minérale éliminées	142,55	Kg/j
Matière minérale à la sortie	35,64	Kg/j
Matière MES à la sortie	748,392	Kg/j
Quantité de sables	603,62	m ³ /an

IV.3.2 Traitement secondaire

Le dimensionnement des ouvrages secondaires sera effectué pour l'horizons 2050, afin de mieux comprendre l'évaluation des débits entrants dans les ouvrages de la station d'épuration.

IV.3.2.1 A l'horizon 2050

Les procédés biologiques d'épuration sont classés selon le type de charge qui est fonction de la charge massique et volumique (C_m ; C_v), On distingue quatre types de charge : la très faible charge (ou aération prolongée), la faible charge, la moyenne charge et la forte charge.

Pour cela vante tout calcule, il est nécessaire de l'identifier la plage de fonctionnement. Donc il faut calcule tout d'abord le rendement d'éliminations.

Tableau IV. 7: Principaux paramètres de fonctionnement d'un réacteur biologique : C_m , C_v :

Type de procédé	Forte charge	Moyenne charge (Conventionnel)	Faible charge & très faible charge (aération prolongée)
Charge massique, Kg DBO ₅ /KgMVS, j	0,5 à 1,5	0,15 à 0,40	0,25 à 0,5faible charge $C_m < 0,1$ très faible charge
Charge volumique KgDBO ₅ /m ³ , j	1,50 à 3	0,50 à 1,5	$0,7 < C_v < 1,5$
Durée de rétention (heures)	1 à 2h	2 à 4h	12 h à plusieurs jours
Pourcentage de recyclage, %	Jusqu'à 300	50 à100	10 à 50
Rendement d'épuration, %	< 80%	80 à 90%	Plus de 90%

IV.3.2.2 Calcul du temps d'abattement (rendement d'élimination %) :

$$R = \frac{C \text{ DBO5entrée} - \text{DBO5 sortier}}{C \text{ DBO5 entrée}}$$

$$R = 93,21\%$$

Le dimensionnement du réacteur biologique se fait sur la base d'une stabilisation à faible charge de concertations massique et volumique suivante :

- La charge massique : $0,25 < C_m < 0,5$ Kg DBO₅ /KgMVS.j
- La charge volumique : $0,7 < C_v < 1,5$ Kg DBO₅ / m³.j.

IV.3.2.3 Dimensionnement de bassin d'aération :

IV.3.2.3.1 Calcul du volume de bassin d'aération :

Les paramètres de dimensionnement :

- Les débit moyenne journalier $Q_{mj} = 7243,49 \text{ m}^3/\text{j}$.
- Charge moyenne polluant DBO_5 entrant à la STPE égale 3200 kg /j .

Le volume du bassin d'aération est calculé par la formule suivante :

$$V_{BA} = \frac{[\text{DBO}_5] \times Q_{mj}}{C_v} \dots\dots\dots \text{VI. 17}$$

$[\text{DBO}_5]$: concentrations moyenne journalier $441,67 \text{ mg/l}$

$$V_{BA} = \frac{7243,49 \times 441,67 \times 10^{-3}}{0,7} = 4570,33 \text{ m}^3$$

Donc, le volume du réacteur biologique nécessaire doit être $\geq 4570,33 \text{ m}^3$,

IV.3.2.3.2 La surface horizontale :

Hauteur d'eau (He) est fixée à 3 m ;

Donc : $Sh = \frac{4570,33}{3} = 1523,44 \text{ m}^2$

IV.3.2.3.3 La largeur et la longueur de chaque bassin d'aération :

- **La largeur l**

On a : $L = 1,5 \times l$ on trouve $Sh = 2l^2 \leftrightarrow l = \sqrt{\frac{Sh}{2}} = \sqrt{\frac{1523,44}{2}} = 27,6 \text{ m}$

- **La longueur L**

$L = 2 \times 27,6 = 55,2 \text{ m}$.

IV.3.2.3.4 La masse des boues dans le bassin

La quantité de boue contenue dans le réacteur biologique est déterminera par la formule suivante :

$$X_a = \frac{L_0}{C_m} \dots\dots\dots \text{VI. 18}$$

$$X_a = \frac{3200}{0,25} = 12800 \text{ Kg}$$

IV.3.2.3.5 Concentration des boues dans le bassin d'aérations

$$[X_a] = \frac{X_a}{V_{BA}} = \frac{12800}{4570,33} = 2,8 \text{ g/l} \dots\dots\dots \text{VI. 19.}$$

IV.3.2.3.6 La tempe de séjour

$$T_s = \frac{V_{BA}}{Q_{mj}} \dots\dots\dots \text{VI. 20.}$$

$$T_s = 10h$$

IV.3.2.3.7 Calcul des charges à éliminer

- **Charge de DBO₅ à éliminer par jour**

$$\text{charge DOB}_{5,\text{éliminer}} = [\text{DBO}_{5,\text{initiale}} - \text{DBO}_{5,\text{finale}}] \times Q_{mj} \dots \text{VI. 21}$$

$$\text{DBO}_{5,\text{initiale}} = 441,67 \text{ mg/l}$$

$$\text{DBO}_{5,\text{finale}} = 30 \text{ mg/l}$$

$$\text{charge DOB}_{5,\text{éliminer}} = [441,67 - 30] \times 7243,49 \text{ m}^3/\text{j} = 2981,92 \text{ Kg/j} = 411,67 \text{ mg/l}$$

- **Charge en matière vivante (MVS) dans le réacteur biologique**

$$\text{Charge MVS}_{BA} = 3,5 \text{ g/L} \times Q_{mj}$$

$$V_{BA} = 4570,92 \text{ m}^3$$

$$\text{Charge MVS}_{BA} = [2,8] \times 4572,92 = 128084,17 \text{ KgMVS /j}$$

- **Charge de l'azote à nitrifier par jour (N_{nit}) :**

$$\text{Charge NTK}_{NIT} = [\text{NTK}_{\text{initial}} - (\text{DBO}_{5,\text{éliminé}} \times 5\%) - \text{NTK}_{\text{final}}] \times Q_j$$

$$\text{NTK}_{\text{assimilé}} = 411,67 \times 5\% = 20,58 \text{ mg/l.}$$

$$\text{NTK}_{\text{final}} = 5 \text{ mg/l.}$$

$$\text{Charge NTK}_{NIT} = (90 - 20,28 - 5) = 64,72 \text{ mg/l.}$$

- **Charge de l'azote à dénitrifier par jour (N_{dent})**

$$\text{Charge NTK}_{DENT} = 80 \% \text{ charge NTK}_{NIT}$$

$$\text{Charge NTK}_{DENT} = 0,8 \times 64,72 = 52 \text{ mg/l.}$$

IV.3.2.3.8 Calcul des Besoins en Aération

L'oxygène nécessaire pour dégrader le carbone se répartit entre la respiration endogène et la dégradation de la DBO₅.

Les besoins théoriques en oxygène sont calcul selon le model d'ECKENFELDER :

$$\text{Besoin en O}_2 \text{ (Kg /j)} \text{ BO}_2 = a'Le + b'Sv + 4,3N - 2,85c'N. \dots \text{VI. 22}$$

Les paramètres a' et b' sont respectivement des coefficients d'anabolisme et de catabolisme, leurs valeurs dépendent de la charge massique de l'installation.

Tableau IV. 8: variations des coefficients a' et b' en fonction de la charge massique.

Valeur Cm	Cm<0,1	0,1	0,15	0,2	0,3	0,4	Cm>0,5
Valeur de a'	0,66	0,65	0,62	0,6	0,53	0,53	0,5
Valeur de b'	0,06	0,06	0,075	0,085			

• **Oxygène moyen nécessaire pour la demande carbonique DBO₅ :**

a' : Quantité d'oxygène nécessaire à l'oxydation de 1 kg DBO₅, On prend a' = 0,5kg O₂/kg DBO₅ en aération faible charge .

Le : Charge de DBO₅ éliminer.

Besoin en oxygène pour DBO₅ 0,53 × 2981,93 = 1580,42 Kg/j

• **Oxygène moyen nécessaire pour la respiration endogène (MVS)**

b' : Quantité d'oxygène nécessaire au métabolisme endogène de 1 kg de MVS des boues par jour , On prend b' = 0,085kg O₂/kg MVS j,

(Sv) : Charge en Matière vivante dans le réacteur biologique 12800Kg/j

Besoin en oxygène pour la respiration endogène 0,085 × 12800 = 1088 kg/j.

• **Oxygène moyen nécessaire pour la nitrification de l'azote (Nnit)**

4,3 : Taux de conversion de l'azote ammoniacal en azote nitrique.

Nnit : Charge de d'azote à nitrifier pendant la période considérée 468,79KgNTKnit/j.

Besoin en oxygène pour la nitrification 4,3 × 468,79= 2015,83Kg/j.

• **Oxygène moyen récupéré de la dénitrification (ND_{dent})**

2,85 : Taux de conversion de l'azote nitrique en azote gazeux N₂.

c' : Fraction de l'oxygène des nitrates NO₃⁻ récupéré par dénitrification, En moyenne 70%

Besoin moyen en oxygène récupéré par dénitrification 2,85 × 0,7 × 468,79 = 935,23Kg/j

Le besoin moyen journalier en oxygène nécessaire pour le fonctionnement de l'installation est :

Besoin en O₂ (Kg /j) = 1580,42 + 2015,83 + 1088 – 935,23 = 3749KgO₂/j

• **Temps d'anoxie pour dénitrifier (h/J)**

$Ta = \frac{N_{nitrier}}{Cd \times MVS_{présente}} \dots\dots\dots VI. 23$

Cd : la cinétique de dénitrification Cd = 1,6 N-NO₃/Kg MVS/h (pour les basins unique ou aération syncope.

AN : $T_a = \frac{468,79 \times 10^3}{1,6 \times 12800} = 3 \text{ h/j}$

Temps de marche de l'aération $10 - 3 = 7 \text{ h}$

- **Besoin en O₂ Horaire :**

$B(O_2), h = B O_2, j / 7 = 3749/7 = 535,57 \text{ Kg O}_2/\text{h}$

- **Besoin d'oxygène par m³ du bassin**

$BO_{2/m^3} = 3749,7 / 4570,33 = 0,82 \text{ KgO}_2/\text{m}^3\text{j}$

- **Besoin réelle de l'aérations**

$BO_{2,réelle} = \frac{BO_2j}{\alpha \times \beta} \dots\dots\dots VI. 24$

β ; Facteur de correction de la concentration à saturation d'oxygène dissous pour la nature de l'eau $0,8 < \beta < 0,95$

α ; Facteur de correction du taux de transfert d'oxygène pour la nature de l'eau et le type d'équipement, $\alpha = 0,8$

$BO_{2 \text{ journalier réelle}} = \frac{3749}{0,95 \times 0,8} = 4932,89 \text{ Kg O}_2 / \text{j} .$

$BO_{2 \text{ horaire réelle}} = \frac{535,57}{0,95 \times 0,8} = 704,7 \text{ KgO}_2 / \text{j} .$

IV.3.2.3.9 Calcul des équipements d'aération

Le model d'aération choisir est – aérateur de surface ce sont Les turbines à vitesse lente, à vitesse rapide.

- **Premier impératif : Capacité d'oxygénation**

- nombre d'heures de fonctionnement par jour 7 Heures
- Oxygène réelle nécessaire par heure $100,67 \text{ Kg O}_2/\text{h} .$

Capacité d'oxygénation de l'aérateur au condition standard et à l'eau claire SAE : $1,5 \text{ kg d'O}_2/\text{kWh}$ dépende l'état sandre refabrications

- Puissance totale à installer $P_{\max} = 100,67 / 1,5 = 67,11 \text{ KWh} .$
- Nombre des aérateurs de chaque Bassin $N = 2$
- Puissance unitaire de chèque aérateur $36 \text{ KWh} .$

- **Deuxième impératif : Condition de brassage**

Un agitateur doit être existe au niveau de bassin d'aération -modale pale banane.

Le vitesse moyenne de l'eau recommandée V_{moyenne} compris ente $0,2, \text{ À } 0,3 \text{ Cm/s}$, Avec une puissance minimale de $30 \text{ W} / \text{m}^3$.

Le vitesse moyenne de l'eau recommandée $V_{moyenne}$ compris ente 0,2, À 0,3 Cm/s, Avec une puissance minimale de 30W /m³.

- Puissance spécifique minimum nécessaire : 0,03Kw/m³
- Volume de l'ouvrage 4570,33 m³
- Puissance unitaire de chaque bassin 137,11 Kw /7h

IV.3.2.3.10 Calcul de bilan des boues

• **Calcul de la production de boues**

$$\Delta X = X_{min} + X_{dur} + amL_e - bX_a - X_{eff} \dots\dots\dots VI. 25$$

Avec :

X_{min} : Les boues minérales constituent environ 30 % des Matières en Suspension (MES) à la sortie du traitement.

X_{dur} : Ce sont les boues difficilement biodégradables, appelées aussi matières dures, représentant entre 30 à 35 % des Matières Volatiles en Suspension (MVS).

X_a : Masse totale de Matières Volatiles en Suspension (MVS) dans le bassin, exprimée en kilogrammes (Kg).

X_{eff} : Boues sortantes avec l'effluent, où la Demande Biologique en Oxygène (DBO5) est de 30 mg/L.

am : Coefficient de rendement cellulaire, qui représente l'efficacité de conversion de la DBO5 éliminée.

b : Fraction de la masse cellulaire éliminée chaque jour en raison de la respiration endogène.

$$L_e = 411.67mg/l = 2981,93Kg/j.$$

$$MES \text{ sorti de dessableur} = 748,392 \text{ Kg/j.}$$

$$X_{min} = 0,3 \times 748,392 = 224,52Kg \text{ MES /j.}$$

$$X_{dur} = 0,3 \times 0,8 \times 748,392 = 179,61 \text{ Kg, MES /j}$$

$$X_{effe} = 30 \times 7243,49 \times 0,001 = 217,30 \text{ Kg/j.}$$

$$am = 0,53 \text{ , } bm = 0,055.$$

$$\Delta X = 1063,25 \text{ kg/j}$$

• **La concentration de boues**

$$X_m = \frac{1200}{IM} \dots\dots\dots VI. 26$$

X_m : concentration des boues en excès

IM : Cet indice définit le volume de boue activée décantée en ½ heure .

(en 100ml) par rapport à la masse de résidu sec de cette boue (en g de matières).

$$IM = 150 \text{ mg/g.}$$

$$X_m = \frac{1200}{150} = 8 \text{ Kg/m}^3 \dots\dots\dots \text{VI. 27}$$

• **Débit des boues de productions**

$$Q_{p,boues} = \frac{\Delta X}{X_m} = \frac{1063,25}{8} = 132,9 \text{ m}^3/\text{j} \dots\dots\dots \text{VI. 28}$$

• **Taux de recyclage**

$$R = 100 \times \frac{X_a}{X_m - X_a} = \frac{2,8}{8 - 2,8} \times 100 = 53,84 \%$$

• **Débit des boues recyclées :**

$$Q_{R/h} = 0,53 \times 7243,49 = 159,96 \text{ m}^3/\text{h}$$

• **Age des boues :**

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X} = 12 \text{ j.} \dots\dots\dots \text{VI. 29}$$

IV.3.2.4 Dimensionnement du Clarificateur

Les paramètres de dimensionnement pour les ouvrages de décantation sont essentiellement :

- La Charge hydraulique superficielle (la vitesse ascensionnelle), Elle varier entre 0,10 à 1,25 m³/m².h

- Le débit de point à temps sec $Q_{pts} = 536,34 \text{ m}^3/\text{h}$

- Le temps de séjour des boues varier entre 2 à 3h.

Avec une profondeur du décanteur $H_T = 3 \text{ m.}$

La valeur de C_{ch} charge hydraulique superficielle dans le décanteur par rapport à une concentration de 30 mg/l de MES et $IM = 150 \text{ ml/g}$ est égal à $1,2 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ h.}$

IV.3.2.4.1 Calcul de la surface de Clarificateur

$$S = \frac{Q_{pts}}{V_{ase}} \dots\dots\dots \text{VI.30}$$

$$S = 446,95 \text{ m}^2.$$

IV.3.2.4.2 Calcul de volume Total de Clarificateur

$$V = H_t \times S_{déc} = 3 \times 446,95 = 1340,85 \text{ m}^3 .$$

IV.3.2.4.3 Le temps de séjour :

$$T_s = \frac{V}{Q_t} = \frac{1340,85}{536,34} = 2,5 \text{ h.} \dots\dots\dots \text{VI. 30.}$$

IV.3.2.4.4 Calcul de diamètre

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 1340,85}{\pi}} = 41,32m.$$

Tableau IV. 9: récapitulatif des calculs de traitement secondaire :

Désignation des caractéristiques des bassin d'aérations B A	Unités	Horizon 2050
Nombre de bassin	U	2
Volume	m ³	4570,33
Hauteur	m	3
Surfas	m ²	1523,44
Longueur	m	55,2
Largeur	m	27,6
Taux de séjour	h	10
Besoins en oxygène – aérations – agitations		
Quantité d'zone entrante	Kg/j	649
Quantité d'azote assimilée	Kg N /j	149,096
Quantité d'azote rejetée	Kg N/j	36,217
Quantité d'azote à nitrifier	Kg N/j	468,79
Quantité d'azote à Dénitrifier	Kg N/j	375,03
Charge de BDO ₅ éliminer	Kg/j	2981,92
Besoins en total moyen journalier d'O ₂	Kg O ₂ /j	3749
Temps anoxique	h	3
Temps de marche des insufflateur	h	7
Besoins d'O ₂ horaire nécessaire	Kg O ₂ /h	79,55
Puissance totale à installer	Kw/7h	67,11

Suite : Tableau VI.9

Bilane des boues		
La quantité des boues en excès	Kg/g	1063,25
Concentrions des boues en excès	Kg/m ³	8
Débit de boues excès	m ³ /j	132,9
Débit des recyclage Q _{excès}	m ³ /h	159,96
Age des boues	<i>j</i>	53,84
Clarificateur	Unité	Valeur
Volume	m ³	1340,85
Surface	m ²	446,95
Diamètre	m	41,32
Hauteur	m	3
Nombre des ouvrages	U	2

Le traitement biologique des eaux usées par boues activées représente une solution de choix pour la dépollution de l'eau. Une bonne élimination de la DCO avec des rendements de 93 %, de la DCO avec des taux de plus 87 % et de MES de 94 à 99 %, et que l'élimination de l'azote ammoniacal par ce procédé a atteint 99 % avec des valeurs inférieures à 2 mg N-NH₄⁺.

(**Source** : *Service d'Epidemiologie, Laboratoire National de Santé Publique, ministère de la Santé de la République De Djibouti B, P 1974.*).

Tableau IV. 10 : résultant de la qualité de l'eau à la sortir de Traitement Biologique :

Paramètre	Entrée (mg/l)	Sortie (mg/l)	Norme de réutilisation N°26 mg/l
DBO ₅	441,67	30	30
DCO	908	93,1	90
MES	103,2	Absence	30
NH ₄ ⁺	89,96	5	10

IV.3.2.4.5 Comparaison avec les normes de réutilisation

La DBO5 en sortie est conforme à la limite de 30 mg/L, et l'ammonium (NH₄⁺) est largement inférieur au seuil de 10 mg/L. Cependant, la DCO dépasse légèrement la norme de 90 mg/L, ce qui indique un besoin d'optimisation du traitement. Par ailleurs, l'absence de mesure des MES en sortie empêche de vérifier leur conformité. Des ajustements ciblés et un suivi régulier sont nécessaires pour garantir une réutilisation sans risque des eaux traitées

Donc, nous allons prévoir un traitement tertiaire avec un filtre à sable rapide (abattement de 15 % de DCO), suivi d'un bassin UV pour la désinfection, afin d'améliorer la qualité des eaux épurées de terme bactériologique

IV.3.3 Traitement tertiaire

IV.3.3.1 Dimensionnement du filtre à sable rapide

IV.3.3.1.1 La surface du lit de sable :

$$Q_p = v \times S_{lit} \rightarrow S_{lit} = \frac{Q_p}{v} = \frac{536,34}{15} = 35,75 \text{ m}^2 \dots \text{VI. 31}$$

IV.3.3.1.2 Le volume du bassin

$$V_{bassin} = H_{filtre} \times S_{lit} = 4 \times 35,75 = 143 \text{ m}^3.$$

IV.3.3.1.3 La granulométrie

Dans notre cas on choisit un type de granulométrie de diamètre entre 0,8 à 1,5 mm, avec une hauteur du lit sable 1,5 m et une vitesse de filtrations 5 et 7 m/h :

IV.3.3.1.4 Les pertes de charges

La perte de charge à travers un milieu filtrant est un paramètre important de la filtration, Elle est de l'ordre de 0,5 à 0,75 m lorsque le filtre est propre, on peut :

On utilise la formule d'Ergun pour calculer les pertes de charges engendrées par le filtre à sable rapide.

$$\frac{\Delta P}{H} = \frac{150 \cdot (1-\varepsilon)^2 \cdot \mu \cdot v}{\varepsilon^3 \cdot d_p^2} + \frac{1,75 \cdot (1-\varepsilon) \cdot \rho \cdot v^2}{\varepsilon^3 \cdot d_p^2} \dots \text{VI. 32}$$

Tel que :

ΔP : Perte de charge (m) ;

H : Hauteur du lit de sable (H=1m) ;

v : vitesse de filtration (v= 7 m/s) ;

d_p : Diamètre moyen des particules ($d_p= 10^{-3}$ m) ;

ρ : Masse volumique du sable ($\rho = 2610$ kg / m³) ;

μ : Viscosité dynamique de l'eau à 20 °c ($\mu = 10^{-3}$ Pa,s) ;

ε : Porosité initiale du lit ($\varepsilon= 0,4$).

On trouve : $\frac{\Delta P}{H} = 1.64m$.

IV.3.3.2 Dimensionnement du rétro-lavage

Au cours du temps, le filtre se colmate et il faut le laver en injectant de l'eau filtrée de bas en haut. On utilise la formule de Haider et Levenspiel pour calculer la vitesse de sédimentation ;

$$U_t = U_t' \times [\rho_f^2 / (\mu_f \times (\rho_p - \rho_f) \times g)]^{-1/3} \dots\dots\dots VI. 33$$

Avec : $U_t' = \left[\left(\frac{18}{d_p^2} \right) + ((2,355 - 1,744\phi) / d_p^{0,5}) \right]^{-1} \dots\dots\dots VI. 34$

Tel que :

U_t : Vitesse de sédimentation (m/s) ;

U_t' : Vitesse terminal sans dimension de particule (m/s) ;

ρ_f : viscosité du fluide (kg/m³) ;

ϕ : Facteur de la forme de sable égale 1 ;

g : L'accélération de la pesanteur($g = 9,81 \text{ m}^2/\text{s}$).

Tableau IV. 11 : caractéristique des fluides du rétro – lavage :

	Masse volumique à 20 ° C (ρ_f) Kg/m ³	Viscosité dynamique (Pa,s) à 20 ° C
L'eau	1000	0,001
L'air sec	1,204	1,85*10 ⁻⁵

On obtient :

$$U_t' = \left[\left(\frac{18}{10^{-3}} \right) + ((2,355 - 1,744 * 1) / (10^{-3*0,5})) \right]^{-1/3} = 5,55 * 10^{-8} \text{ m/s}$$

IV.3.3.2.1 Pour la vitesse de sédimentation de l'eau

$$U_t = 5,55 * 10^{-8} \times [1000^2 / (10^{-3} \times (2610 - 1000) \times 9,81)]^{-1/3} = 1,3 * 10^{-9} \text{ m/s}$$

IV.3.3.2.2 Pour la vitesse de sédimentation de l'aire

$$U_t = 5,55 * 10^{-8} \times [1,204 / (10^{-3} \times (2610 - 1,204) \times 9,81)]^{-1/3} = 3,14 * 10^{-9} \text{ m/s}$$

IV.3.3.2.3 Le débit de lavage

Il faut que la vitesse ascendante de l'eau et l'air soit égale approximativement 10% de la vitesse de sédimentation du média filtrant.

$$Q = 0,1 \times U_t \times S_{lit} \dots\dots\dots VI. 35.$$

IV.3.3.2.4 Pour le débit d'eau de lavage

$$Q = 0,1 \times 1,3 \times 10^{-9} \times 35,75 = 4,64 \times 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s}.$$

IV.3.3.2.5 La perte de charge du média filtrant

$$\Delta P = H \times g \times (1 - \varepsilon_{lit}) \times (\rho_p - \rho_f) \dots \dots \dots \text{VI. 36}$$

H : Hauteur du lit à sable en m,

ΔP : Perte de charge engendrée par le media filtrant (m) :

ε_{lit} : Porosité initiale du lit filtrant 0,4.

IV.3.3.2.6 Les pertes de charges pour l'eau du média filtrant

$$\Delta P_{deau} = 1,5 \times 9,81 \times (1 - 0,4) \times (2610 - 1000) = 14214,69 = 1,42 \text{ m}$$

IV.3.3.2.7 Les pertes de charges pour d'air du média filtrant :

$$\Delta P_{dair} = 1,5 \times 9,81 \times (1 - 0,4) \times (2610 - 1,204) = 23\text{m}.$$

Tableau IV. 12: Dimensionnement de filtre sable rapide :

Paramètre	Unité	Horizon 2050
Unité	/	01
Volume unitaire	m ³	143
Surface unitaire	m ²	35,75
Longueur L	m	8
Largeur B	m	4,5
Hauteur H	m	4
Vitesse de filtration	m/h	7
Perte de charge	m	1,64

IV.3.3.2.8 Calcule de taux d'élimination de la pollution par le filtre à sable

$$DCO_{\text{élimini}} = DCO_{\text{entrée}} - \varepsilon \times DCO_{\text{entrée}} \dots \dots \dots \text{VI. 37}$$

ε ; Taux d'élimination 15 % de la DCO dur ;

$$DCO_{\text{entrée}} = 93,1\text{mg}/\text{l}.$$

Donc ; $DCO_{\text{élimini}} = 79,135\text{mg}/\text{l} < 90.$

IV.3.4 Dimensionnement du bassin de désinfection par UV

Le bassin de désinfection par UV est de forme rectangulaire, de longueur **L** et de largeur **B**, Hauteur **H**.

IV.3.4.1 Le volume de bassin UV

$$V = Q_{\text{pts}} \times T_s \dots\dots\dots \text{VI. 38}$$

Avec : $T_s = 30 \text{ min}$;

$$Q_{\text{pts}} : 536,34 \text{ m}^3/\text{h} ; \quad \text{Donc :} \quad V = 536,34 \times \frac{30}{60} = 268,2 \text{ m}^3.$$

IV.3.4.2 La surface horizontale de Bassin UV

On prend $H = 4 \text{ m}$. $S_h = 268,2 \times \frac{1}{4} = 67,05 \text{ m}^2.$

- **La longueur :** $L = 13,41 \text{ m}$.
- **La largeur :** $B = 5 \text{ m}$

IV.3.4.3 L'énergie consommée par la désinfection UV

La dose de rayonnement UV couramment employée pour le traitement de l'eau se situe généralement entre 30 et 40 mJ/cm². Prenons donc 35 mJ/cm² comme valeur moyenne.

Avec une transmittance de 95 % sur une épaisseur de 1 cm.

$$\text{Puissance}(w) = \frac{\text{Dose} \times Q_{\text{pts}}}{\text{Transmittance}(\%)} \dots\dots\dots \text{VI. 39}$$

$$\text{Puissance UV (W)} = 5500 \text{ W}.$$

IV.3.4.4 Calcule nombre de lampes

On choisit d'utiliser des lampes UV de 200 W chacune ; Donc :

$$N = \frac{\text{Puissance uv}}{200} \dots\dots\dots \text{VI. 40}$$

$$N = 5500/200 = 28 \text{ lampes}.$$

IV.3.5 Évaluation des charges après traitement final

À la suite de l'application de cette série de traitements spécifiques, visant à respecter les normes de rejet et à favoriser la réutilisation de l'eau dans certains usages, ainsi que pour les systèmes d'extinction d'incendie, nous vous proposons ci-dessous un tableau récapitulatif des concentrations des polluants par rapport aux normes de réutilisation.

Tableau IV. 13: Interprétation des résultant après traitement final :

Paramètre	Unité	Valeur Mesurée	Norme	Interprétation
Qrej	m ³ /j	86 921.88	m ³ /an	La valeur de rejet d'eau est très élevée, indiquant un potentiel excès d'eau par rapport à la norme. Cela pourrait nécessiter une gestion pour éviter le gaspillage ou la saturation des sols.
DBO5	mg/l	30	30	DBO ₅ sur 5 jours est à la limite supérieure de la norme, suggérant que l'eau est à la fois acceptable mais qu'une vigilance est nécessaire pour éviter une dégradation de la qualité.
DCO	mg/l	79	90	La DCO est bien en dessous de la norme, ce qui indique une bonne qualité de l'eau en termes de pollution organique.
MES	mg/l	8.61	30	MES sont largement sous la norme, ce qui est favorable pour l'irrigation, car cela minimise le risque d'encrassement des systèmes d'irrigation.
Po4	mg/l	1.51	<10	Le phosphore est bien en dessous du seuil critique, ce qui est positif pour éviter l'eutrophisation des cours d'eau.
NH4+	mg/l	5	<30	La concentration d'ammonium est également très inférieure à la norme, ce qui est favorable pour la qualité de l'eau et la santé des cultures.

IV.3.6 Traitement des boues

Le traitement des boues sert à diminuer la teneur en eau et leur charge polluantes et fermentescible.

IV.3.6.1 Les étapes de traitement des boues sont

- L'épaississement.
- Lit de séchage.

IV.3.6.2 Epaissement des boues

La boue décantée issue du décanteur secondaire dont la teneur en eau est de l'ordre de 98,5 à 99,2% est introduite dans l'ouvrage épaisseur où elle subira la première étape de traitement, Sous la seule action de la pesanteur, l'épaississement statique gravitaire permet de concentrer la boue de deux à huit fois au fond de l'ouvrage. [9].

Paramètres essentiels de dimensionnement

- Temps de séjour (T_s)
- Charge au radier ($kg MS/m^2/j$)

Les données de base

- Quantité des boues en excès $\Delta X_{produiteV1,V2} = 1065,26 \text{ Kg MES /j}$
- La teneur des boues en fonds de décanteur $X_m = 8 \text{ Kg/m}^3$

IV.3.6.2.1 Volume journalier de boue à extraite

$$V_{ex,j} = \frac{\Delta X_{bproduite}}{X_m} = \frac{1065,26}{8} = 115,412 \text{ m}^3/j \dots\dots\dots \text{VI. 41}$$

IV.3.6.2.2 Volume de l'épaisseur

Avec le T_s recommandé entre 1 à 2j on prendre une $T_s = 2 \text{ j}$

$$V_{epaisseur} = 115,412 \times 1,5 = 173,11 \text{ m}^3.$$

IV.3.6.2.3 Surface de l'épaisseur

La surface de l'épaisseur est conditionnée par la charge admissible au radier, cette dernière comprise 25 et 40 $\text{Kg/m}^2/\text{J}$, nous choisissons une charge de 25 $\text{Kg/m}^2/\text{J}$.

$$S_{epaisseur} = \frac{\Delta X_p}{C_{radier}} = \frac{1065,23}{25} = 42,6 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{VI. 42}$$

IV.3.6.2.4 Diamètre de l'épaisseur

$$D = \sqrt{\frac{4 \times S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 42,6}{\pi}} = 7,36 \text{ m}.$$

IV.3.6.2.5 Hauteur de l'épaisseur

$$H_{epaisseur} = \frac{V}{S} = \frac{173,11}{42,6} = 4 \text{ m}.$$

IV.3.6.2.6 Volume des boues épaissies

$$V_{boues \text{ épaissi}} = \frac{V_{ex,j} \times (1-w)}{(1-w)} = \frac{115,412 \times (1-0,99)}{(1-0,97)} = 38,47 \text{ m}^3/j \dots\dots\dots \text{VI. 43.}$$

IV.3.6.3 Lit de séchage

La déshydratation des boues épaissie sera réalisé par technique de lits de séchage, qui sont des bassins en béton, munis de différentes couches de drainage :

- Première couche : de 15 à 20 cm de gravier (15-25 mm)
- Deuxième couche : de 10 à 20 cm de gravier (8-15 mm)
- Troisième couche : de 10 à 15 cm de sable lavé.

Le principe de fonctionnement du lit de séchage réside :

- Dans un premier temps, en une déshydratation par drainage ou filtration à très faible pression (pression hydrostatique de l'eau contenue dans la boue).

- Dans un second temps, En l'évaporation de l'eau liée à la matière boueuse, Le séchage atmosphérique permet d'aboutir à des siccités allant de 30 jusqu'à 50 % de matières sèches, Selon la durée de séchage (2 à 4 semaine), les conditions climatiques et les caractéristiques de la boue. [9].

Tableau IV. 14 : Les paramètres de dimensionnement de lit séchage [9].

Données De Base	Valeurs	Unité
Volume de boue à déshydrater	38,47	m ³ /j
% teneur en eau boues épaissie	97	%
% teneur en MS boue épaissie	3	%
Teneur en MS boue épaissie	30	Kg MS/m ³
Critères De Dimensionnement		
Temps de séjours (Ts)	21	Jour
Niveau de remplissage d'un lit (p)	0,40	m
% teneur en eau boue après séchage	65	%
% teneur en MS boue après séchage	35	%
Teneur en MS boue après séchage	350	Kg MS/m ³

IV.3.6.3.1 Calcul du volume total

$$V_{b, ep, t} = V_{bous\ épaisse} \times T_s = 38,47 \times 21 = 807,87 m^3 \dots\dots\dots VI. 44$$

IV.3.6.3.2 Calcule de surface Totale nécessaire

$$S_{T, nécessaire} = \frac{V_{b, ep, t}}{p} = \frac{807,87}{0,4} = 2019,25 m^2 \dots\dots\dots VI. 45.$$

IV.3.6.3.3 Nombre de lits de séchage

Pour des raisons de la bonne gestion et d'exploitation, il est recommandé de prévoir un nombre de lits suffisant avec une capacité unitaire d'une production de boue journalière, Donc, nous optons pour un nombre de 21 lits.

$$S_{u \text{ lit}} = \frac{V_{b \text{ ep.t}}}{p} = 38,47/0,4 = 96,17 \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{VI. 46}$$

IV.3.6.3.4 Le dimensionnement d'un lit

-Longueur 12 m

-Largeur 8 m

-Profondeur 0,4 m

IV.3.6.3.5 Volume des boues sèches

$$V_{b, \text{sèche}} = 38,47 \times \frac{30}{350} = 3,3 \text{ m}^3 / j .$$

IV.4 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons choisi les méthodes de traitement adéquates et estimé les dimensions appropriées pour chaque étape du processus de traitement des eaux usées de cette SETP.

Cela a été réalisé en tenant compte des propriétés des eaux en termes de quantité et de qualité pour respecter les normes techniques nécessaires, tout en tenant compte des aspects économiques concernés.

Chapitre V :

Calcul Hydraulique

V.1 Introduction

Le calcul hydraulique concerne la détermination des diamètres optimaux pour divers types de conduites, y compris celles de rejet et de fuite, ainsi que les dimensions des collecteurs qui relient les installations des ouvrages, comme la station de relevage, le prétraitement. Dans ce cadre, le profil hydraulique de la station vise à établir les niveaux d'eau dans les différentes structures et à tracer la ligne piézométrique tout au long de la station.

V.2 Dimensionnement de la station de relevage

Le poste de relevage dans la station d'épuration des eaux usées est conçu pour assurer un écoulement gravitaire sur l'ensemble des ouvrages de traitement de la filière eau et cela jusqu'au point de rejet.

V.2.1 Calcul de volume de la bache de relevage

Volume utile de la bache :

$$V_u = \frac{Q}{4 \cdot N \cdot f} \dots\dots\dots V. 1$$

Avec:

- **V** : volume utile de la bache (volume constitué entre les niveaux bas et hauts d'enclenchement de la pompe)
- **Q** : débit maximum à pomper en m³/h égale 536 m³/h
- **N** : nombre de pompes en fonctionnement simultané 2
- **F** : nombre de démarrages ou d'enclenchements à l'heure. Pour P<15 kw f= 6

$$V_u = \frac{536.34}{4 \cdot 2 \cdot 6} = 11.16 m^3.$$

V.2.2 Calcul de la surface du poste de relevage

On prend : H= 2 m

$$S = V_u / 2 = 5.58 m^2$$

- longueur = 3 m.
- Largeur = 3 m.

V.2.3 Calcul du diamètre économique

Les conduites de renflement sont dimensionnées en tenant compte de la plage de vitesses d'écoulement souhaitée, qui varie entre Vmin et Vmax.

Talque :

- Q = 536,34 m³/h.

V_{min} : la vitesse minimale de l'écoulement (0.5 m/s)

V_{max} : la vitesse maximale de l'écoulement (1.5 m/s)

D_{min} : diamètre minimal de la conduite (m)

D_{max} : diamètre maximal de la conduite (m)

$$D_{max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{v_{max} \times \pi}} = 0,425 \text{ mm.} \dots\dots\dots \text{V. 2}$$

$$D_{min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{v_{min} \times \pi}} = 0,245 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{V. 3}$$

On choisit le PEHD comme matériau et les diamètres normalisés sont : 250, 315, 400 et 500 mm, avec une pression nominale de 16 Bars.

Tableau V. 1 : Calcul des pertes de charge totales du tronçon.

Dext(mm)	Dint(m)	V(m/s)	L (m)	λ	Δht
250	0,2046	2,157	7	0,01189	325,482
315	0,2587	1,358	7	0,01673	90,643
400	0,3247	0,842	7	0,01485	24,357
500	0,4092	0,539	7	0,0133	7,1794

Δht : perte de charge totale dans la conduite ;

La formule de calcul des pertes de charge linéaire est suivante ;

$$\Delta h_l = \lambda \times L \times \frac{v^2}{2.g.D} \dots\dots\dots \text{V. 4}$$

On a la formule de NIKURADZI qui est la suivante ;

$$\lambda = [1.14 - 0.86 \ln(\frac{k}{D})]^{-2} \dots\dots\dots \text{V. 5.}$$

λ : coefficient de frottement de DARCY, il caractérise l'écoulement ainsi que la nature de rugosité de la canalisation.

k : coefficient de rugosité de la conduite (mm). Sa valeur est comprise entre 0.01 mm et 0.02 mm pour le PEHD.

Δh_s : On considère généralement que les pertes de charge singulière sont égales à 15% des pertes de linéai

$$\Delta h_t = \Delta h_l + \Delta h_s = 1,15 \Delta h_l. \dots\dots\dots \text{V. 6}$$

Le diamètre **500 mm** en PEHD est le plus économique. Il présente une vitesse acceptable de 0,539 m/s.

$$D_{\text{économique}} = 500\text{mm.}$$

V.2.4 Hauteur manométrique Totale HMT.

$$HMT = H_g + \Delta h_t \dots\dots\dots V. 7$$

Tel que:

- **H_g**: Hauteur géométrique H_g = 2 m.
- **ΔH_t**: Les pertes de charge totales. 7,179 m.

$$HMT = 2 + 7,179 = 9,179 \text{ m.}$$

V.3 Dimensionnement du profil hydraulique :

La création du profil hydraulique nécessite d'établir les niveaux d'eau à chaque étape du processus de traitement.

Le tableau suivant présente les altitudes moyennes du terrain naturel dans les zones choisies pour l'installation des infrastructures.

Tableau V. 2 : Altitudes moyennes du terrain naturel dans la zone d'installation des infrastructures des ouvrages.

Désignation des Ouvrage	Cotes de terrain Naturel (m)	Hauteur(m)	Cote de radier (m)	Cp (m)
Poste de relevage	1113.35	2	1107.5	1110.02
Prétraitement	1112.25	1	1108.12	1109.12
Bassin d'aération	1113.35	2.5	1106.00	1108.5
Clarificateur	1110.47	3	1104.6	1107.6
Filtre sable	1109.49	3	1100.37	1103.37
Bassin UV	1110.61	3	1100.02	1103.02

V.3.1 Calcul des diamètres et des conduites reliant les ouvrages de traitement

V.3.1.1 Calcul des longueurs des conduite reliant les ouvrages

Pour déterminer les longueurs des conduites dans une station d'épuration, on se base sur le plan de masse de l'installation. Lors des calculs, on utilise les longueurs équivalentes pour tenir compte des pertes de charge singulières, telles que ;

$$Leq = 1.05 L \times réél. \dots\dots\dots V. 8$$

Le résultant de calcul représenter dans le tableau suivant :

Tableau V. 3: longueur des conduites entre les ouvrages de station :

Désignation	L réel (m)	Léqb (m)
Station de relevage - Prétraitement	0	0
Prétraitement - Bassin d'aération	37	38.85
Bassin d'aération - Clarificateur	41	43.05
Clarificateur - Filtre à sable	14	14.7
Filtre à sable - Bassin UV	20	21

V.3.1.2 Calcul des cotes piézométrique des différents ouvrages

On calcule les cotes piézométriques en fonction de l'équation de Bernoulli, donnée par :

$$\frac{P1}{W} + \frac{V1^2}{2g} + Z1 = \frac{P2}{W} + \frac{V2^2}{2g} + Z2 + \Delta H \dots\dots\dots V. 9$$

- $\frac{P1}{W}$ et $\frac{P2}{W}$: : Energies de pression dans les sections (1) et (2) ;
- $\frac{V1^2}{2g}$ et $\frac{V2^2}{2g}$: : Energies cinétiques en (1) et (2).
- Z1 et Z2 : cote de pointe (1) et (2) ;
- ΔH : Pertes de charges dans le tronçon (1-2).

La variation de vitesse très faible donc on peut éliminer, on aura :

$$\frac{P1}{W} + Z1 = \frac{P2}{W} + Z2 + \Delta H \quad \text{donc :}$$

- $Cp1 = \frac{P1}{W} + Z1 = H1$ et $Cp2 = \frac{P2}{W} + Z2 = H2$.
- $Cp1 - Cp2$: représente la différence des cotes piézométrique entre (1) et (2) ;

On trouve ;

$$Cp1 - Cp2 = \Delta H$$

V.3.1.3 Calcul des conduites reliant les ouvrages

$$D = \sqrt[m]{\frac{K \times L \times Q^\beta}{\Delta H}} \dots\dots\dots V. 10$$

Les valeurs des coefficients m , K , β dépendent du type de matériau des conduites. Les valeurs sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V. 4: Représente les paramètres de calcul de chaque matériau :

Matériau	K	M	β
Acier	0.00179	5.1à5.3	1.9à2
Fonte	0.00179 à 0.001735	5.1 à 5.3	1.9à2
Amiante-ciment	0.00118	4.89	1.85
Plastique	0.001052	4.774	1.74

On opte pour le **PEHD** comme matériau plus utilisé pour les ouvrages

Tableau V. 5 : Résultats du calcul hydraulique :

Conduite	$L_{réell}$	Cp1- Cp2	Dcal	Dnor
Poste de relevage Prétraitement	0	0,67	234	250
Prétraitement -Bassin d'aération	38.35	5,53	155	200
Bassin d'aération- Clarificateur	43.05	2,09	197	200
Clarificateur – Filtre sable	10.7	0,98	217	250
Filtre sable- Bassin UV	21	1,38	235	250

V.4 Conclusion

Ce chapitre sur le calcul hydraulique a été essentiel pour notre étude. Il nous a permis de définir avec précision les altitudes naturelles des ouvrages et les cote de radier de chaque ouvrage de la station, d'analyser les caractéristiques des conduites (longueur, diamètre,) et de calculer les pertes de charge dans le réseau. Ces résultats ont établi une base solide pour les étapes suivantes de notre recherche.

CHAPITRES VI :

Réutilisation des eaux usées
épurées

VI.1 Introduction

Le changement climatique représente un défi mondial majeur, rendant cruciale la gestion de l'eau pour harmoniser l'offre et la demande d'eau de qualité. Cette question est particulièrement pressante dans les régions arides et semi-arides des pays en développement, où l'eau est une ressource précieuse, la population augmente rapidement, et les ressources en eau sont limitées, surtout pendant les périodes de sécheresse et de forte demande. Dans ces zones, l'agriculture peut consommer jusqu'à 70 % de l'eau disponible, ce qui souligne l'importance d'optimiser l'utilisation de cette ressource. [11]

VI.2 Définition et objectifs de REUE

La réutilisation des eaux usées constitue un élément clé pour le développement durable et la gestion efficace des ressources en eau. Elle représente une solution viable pour l'agriculture, les collectivités et le secteur industriel. Ce processus consiste à récupérer les eaux usées, éventuellement à les traiter davantage, puis à les utiliser pour différentes applications dans le but de : [11]

- Offrir des ressources en eau supplémentaires pour divers usages et pallier les pénuries d'eau.
- Contribuer à l'équilibre du cycle hydrique.
- Protéger l'environnement local.

VI.3 Domaines de réutilisation des eaux usées :

La réutilisation des eaux usées traitées est largement adoptée à travers diverses formes de valorisation, avec des applications dans :

VI.3.1 L'agriculture [11]

L'irrigation agricole est une utilisation courante des eaux usées traitées, bénéfique pour les rendements des cultures et la préservation des ressources en eau. Le traitement des eaux usées est crucial, car il assure la qualité de l'eau, riche en nutriments comme l'azote, le phosphore et divers oligoéléments, qui favorisent la croissance des plantes. De plus

VI.3.2 L'industrie

Au cours des dernières décennies, de nombreuses industries ont commencé à réutiliser les eaux usées traitées, contribuant à la préservation de l'eau et à la réduction des rejets. Cette pratique est répandue dans des secteurs comme les centrales électriques, les raffineries de pétrole et les usines de béton. Les eaux usées traitées servent principalement au nettoyage, au fonctionnement des tours de refroidissement et à l'alimentation des bouilloires, bien qu'elles ne soient généralement pas utilisées dans l'agroalimentaire. [10]

VI.3.3 Les zones urbaines [10]

Les applications des eaux traitées dans les zones urbaines sont variées et incluent :

- L'irrigation de parcs, de terrains de sport et d'aires de jeux.
- Le refroidissement des bâtiments, ainsi que l'alimentation des chasses d'eau et des fontaines décoratives.
- L'alimentation de bassins ornementaux, de piscines, ainsi que pour la pêche et les activités nautiques.
- Le nettoyage des rues, des marchés, etc.
- L'approvisionnement en eau pour les réservoirs anti-incendie.

VI.3.4 La recharge des nappes phréatiques [10].

Le système de recharge des nappes a pour objectif de favoriser l'infiltration ou la percolation des eaux usées traitées dans le sous-sol afin de :

- Restaurer une nappe aquifère surexploitée : Cela permet d'augmenter le niveau d'une nappe dont le niveau a été abaissé à cause d'un pompage excessif.
 - Protéger les aquifères côtiers : Cette méthode aide à prévenir l'intrusion d'eau salée dans les ressources en eau douce.
 - Stocker les eaux pour une utilisation future : La recharge permet de conserver l'eau pour des besoins ultérieurs. [10].
 - Améliorer le traitement de l'eau : En utilisant les capacités d'autoépuration du sol, on peut augmenter l'efficacité du traitement.
-

VI.4 Avantages et l'inconvénients de la réutilisation des eaux épuré [11],[10].

La réutilisation des eaux usées offre une multitude d'avantages, et inconvénient qui peuvent être classés en :

Tableau VI. 1: Représente les avantages et les inconvénients de REUE.

Avantages	Inconvénients
<p>La réutilisation des eaux usées joue un rôle crucial dans la conservation des ressources en eau et en énergie, contribuant ainsi à une gestion durable. En effet, l'eau usée peut être traitée et utilisée pour des applications agronomiques, favorisant une agriculture plus durable tout en préservant les ressources naturelles. Cette pratique permet aux agriculteurs de réduire leur dépendance aux engrais chimiques, entraînant des économies significatives et une diminution de l'impact environnemental. Par ailleurs, en réutilisant ces eaux, on réduit les rejets dans les milieux naturels, ce qui contribue à diminuer la pollution liée à l'agriculture. Ainsi, la réutilisation des eaux usées favorise non seulement la conservation des ressources, mais améliore également la qualité de vie en préservant les écosystèmes et en promouvant une agriculture plus respectueuse de l'environnement.</p>	<p>La pollution des sols et des eaux nécessite une gestion adéquate et des mesures de sécurité pour réduire les risques sanitaires, notamment liés aux germes présents dans les eaux usées. Il est crucial d'appliquer des protocoles de traitement rigoureux pour protéger les travailleurs et les consommateurs. De plus, il est recommandé de situer les sites d'utilisation à proximité des stations d'épuration, surtout dans les zones périurbaines, afin d'optimiser le traitement des eaux et de minimiser les risques de contamination.</p>

VI.5 Normes de qualité des eaux en Irrigation Algérienne :

Tableau VI. 2 : Représente des Analyse physique- chimique et toxiques de SETP.CHECHAR Comparaisons Avec, Les paramètres physico-chimique- Toxicologique (journal officiel de la République Algérienne. N26° du 2012).

Analyse physique – chimiques			
Paramètre	Unités	Concentration maximale Admissible. N26°	Résultats obtenus après Traitement
PH	mg/l	6,5 à 8,5	7.5
MES	mg/l	30	8.61
CE	mg/l	3	2,5
DBO ₅	mg/l	30	30
DCO	mg/l	90	87
PO ₄	mg/l	2	1,51
NTK	mg/l	10	5
Elément toxique			
Aluminium	mg/L	20	0.00028
Chrome total	mg/L	1.0	0,00058
Fer	mg/L	20	0.15
Manganèse	mg/L	10	0.04
Mercure total	mg/L	0.01	/
Nickel total	mg/L	2.0	0,5
Plomb total	mg/L	10	0,0017
Cuivre total	mg/L	5.00	0,019
Zinc total	mg/L	10	0.11
Huiles et graisses	mg/L	20	/
Cadmium	mg/l	0.2	0

➤ **Interprétations :**

Les résultats de l'analyse montrent que les eaux usées traitées dans une qualité d'effluent relativement satisfaisante. Elles contiennent peu de matières en suspension (MES = 8,61 mg/L, inférieures à la norme de 30 mg/L). Les demandes chimiques en oxygène (DCO) et biochimiques en oxygène (DBO5) sont respectivement de 87 mg/L et 30 mg/L, bien en deçà des seuils de réutilisation établis par le Journal officiel N°41 de l'édition 2012, qui sont de 90 mg/L pour la DCO et 30 mg/L pour la DBO5. De plus, les concentrations des paramètres toxiques restent également inférieures aux limites réglementaires.

VI.6 Les groupes de cultures pouvant être irriguées avec des eaux usées épurées :

Tableau VI. 3 : Liste des cultures pouvant être irriguées avec des eaux usées épurées.

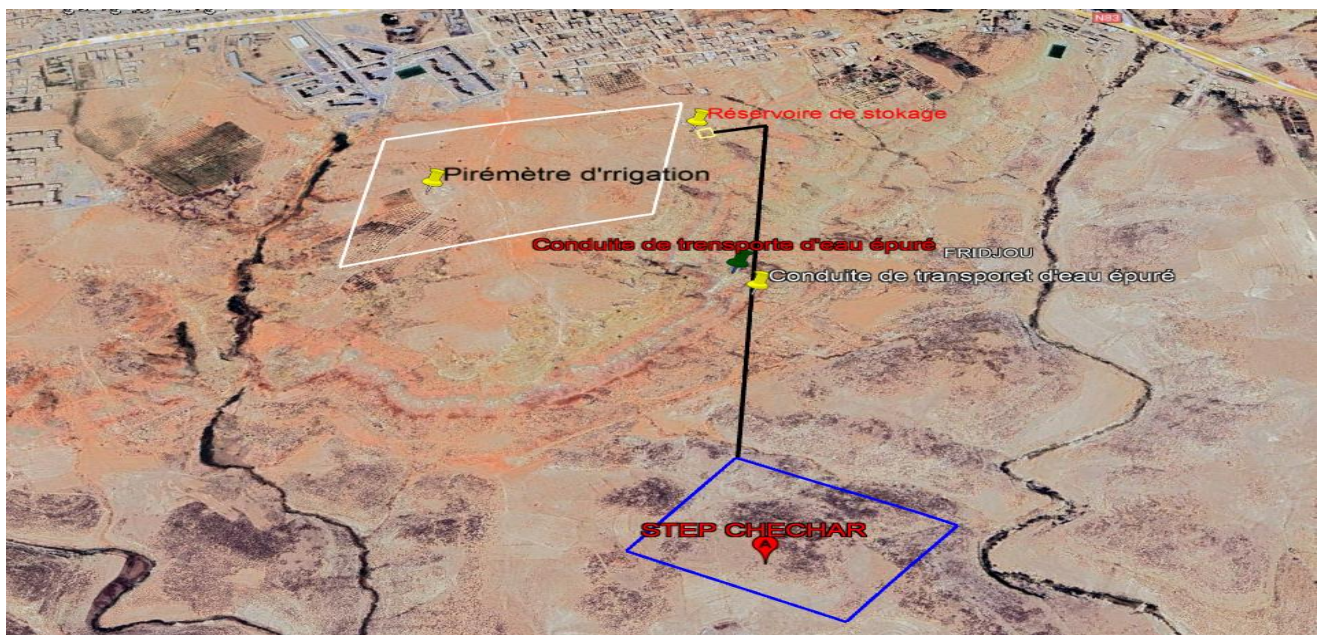
Groupe de culture pouvant être irriguées avec des eaux épurées	Liste des cultures
Arbres fruitiers	Dattiers, vigne, pomme, pêche, poire, abricot, nêfle, crise, prune, nectarine, grenade, figue, rhubarbe, arachides, noix, olive.
Agrumes	Pamplemousse, citron, orange, mandarine, tangerine, lime, clémentine.
Culture fourragères	Bersim, sorghos fourragers, vesce, luzerne
Culture industrielles	Tomate industrielle, haricot à rames, petit pois à rames, betterave sucrière, coton, tabac, lin.
Culture céréalières	Blé, orge, triticales, avoine.
Culture de production de semences	Pomme de terre, haricot, petit pois.
Arbustes fourragers	Acacia, atriplex.
Plantes florales à sécher ou à usage Industrielle	Rosier, iris, jasmin, marjolaine, romarin.

(Source : Journal officiel de la république Algérienne N °41. ; Juillet 2012)

VI.7 Propositions de réutilisation des eaux usées épurées de la SETP de Chechar en agriculture

Selon les résultats des analyses physiques, chimiques et toxiques présentés dans le tableau prédisant :

Les eaux traitées de la station d'épuration de CHECHAR sont conformes aux normes de réutilisation en agriculture. On observe effectivement la présence d'espaces verts et de jardins, ce qui ouvre des possibilités d'exploitation de ces eaux épurées pour développer ces zones. De plus, à proximité de la station, la réutilisation des eaux épurées des eaux usées peut être réalisée sur une superficie de 26,5 hectares de terres agricoles cultivées avec cette eau.



Figures VI. 1: projection d'un périmètre d'irrigation ou voisinage de zone d'étude

(Source : google Earth).

VI.8 Choix de la culture

A partir de l'activité en agriculture de notre zone d'étude, nous avons choisi :

- Cultures Arboricoles (Olivier).
- Cultures industrielles (Tomate industrielle).

VI.9 Calcul des besoins en eau d'irrigation des cultures

Le calcul de besoin d'irrigation des cultures basse sue l'équation de bilan hydrique :

$$B_i = ETM - (P_{eff} + K_c * RFU_{i-1}) \dots\dots\dots VI. 1$$

ETM : l'évapotranspiration maximale ou besoins des cultures en (mm) où :

$$ETM = ET_0 * K_c \dots\dots\dots VI. 2$$

K_c : le coefficient de chaque culture

P_{eff} : la pluie efficace ; 0.8 Pluie moyenne

RFU_{i-1} : La réserve utile.

$$RFU_{i-1} = (H_{cc} - H_{pf}) * Y. Da * \frac{2}{3} \dots\dots\dots VI. 3$$

H_{cc} : : humidité à la capacité au champ, dans notre cas 28 %

H_{pf} : humidité au point de flétrissement, dans notre cas.17 %

Z : profondeur racinaire

Da : densité apparente Sable argileuse 2.65

A l'aide de logiciel de (CROPWAT 8), le résultant de calculs sont résumer dans le tableau suivant :

Tableau VI. 4 : Calculs des besoins en eau pour le Olivier :

Mois	Pmoy(mm)	Peff(mm)	ET0	Kc	ETM (mm)	Z	RFU (mm)	Bent(mm)
Sept	47.83	31.09	123	0.75	92.5	1.5	220.5	92.5
Oct	39	25.35	179	0.75	134	1.5	220.5	0
Nov	45.33	29.46	111	0.75	83.3	1.5	220.5	0
Dec	42.33	27.51	123	0.65	80	1.5	220.5	0
Janv	42.25	27.46	126.5	0.65	82.2	1.5	220.5	0
Fev	32.92	21.40	135	0.65	87.8	1.5	220.	0
Mars	32.92	21.40	179	0.65	116	1.5	220.	94.6
Avril	29.17	18.96	160	0.65	104	1.5	220.	85.04
Mai	59.83	38.89	125	0.75	93.8	1.5	220.5	54.91
Juin	35.25	22.91	123	0.85	105	1.5	220.5	82.09
Juil	16.42	10.67	145	0.85	123	1.5	220.5	111.23
Aout	33.5	21.78	155.2	0.85	131.92	1.5	1220.5	110.14

Tableau VI. 5 : Calcule des besoins en eau pour le Tomate

Mois	Pmoy(mm)	Peff(mm)	ET0	Kc	ETM (mm)	Z	RFU (mm)	Bent(mm)
Sept	47.83	31.09	123	0.75		0	0	0
Oct	39	25.35	179	0.75	134	0	0	0
Nov	45.33	29.46	111	0.75	83.3	0	0	0
Dec	42.33	27.51	123	0.65	80	0	0	0
Janv	42.25	27.46	126.5	0.65	82.2	0.6	0	0
Fev	32.92	21.40	135	0.65	87.8	0.6	0	0
Mars	32.92	21.40	179	0.65	116	0.6	95.4	74
Avril	29.17	18.96	160	0.65	104	0.6	95.4	76.44
Mai	59.83	38.89	125	0.75	93.8	0.6	95.4	56.51
Juin	35.25	22.91	123	0.85	105	0.6	95.4	72.49
Juil	16.42	10.67	145	0.85	123	0	0	0
Aout	33.5	21.78	136.5	0.85	116	0	0	0

VI.10 Calcul du débit spécifique

$$Q(l/s) = \frac{B_{net} * 10 * 1000}{E_i * T * t * 3600} \dots\dots\dots VI. 4$$

Bent : 111.23 mm, Besoin net maximale mensuelle par mois (olivier).

T : nombre des Heure d'irriguer par jour 22 heures (olivier).

t : Nombre de jours d'irrigation dans le mois, exprimé en jours, égal à 30 jours ;

E_i : Coefficient d'efficience global du système d'irrigation, approximativement égal à 0,75

Q(l/s) = 0.62 l/s/ha pour (olivier).

Q(l/s) = 0.42 l/s/ha pour (Tomate).

$$1mm = 10 m^3/ha.$$

VI.11 Calcul de la surface qui peut être irriguée par les eaux usées épurées

$$Q(l/s) = 0.62 l/s/ha = 53.568 m^3/j/ha$$

$$Q_{moy,usée 2050} = 7243.79 m^3/j$$

$$S = 7243.79 / 53.568 = 135.22 ha.$$

VI.12 Conclusion

Ce chapitre examine les diverses méthodes mises en œuvre pour garantir une qualité d'eau adéquate, particulièrement pour l'irrigation. Chaque technique est cruciale pour le traitement des eaux usées, permettant de choisir entre la réutilisation de l'eau ou son rejet dans l'environnement de manière appropriée.

La conception d'une station d'épuration repose sur plusieurs paramètres, avec pour objectif principal d'atteindre une qualité d'eau purifiée qui répond aux exigences agricoles tout en protégeant l'environnement. Cela dépend des charges polluantes présentes dans les eaux usées que la station doit traiter.

Chapitre VII :

Organisation de Chantier

VII.1 Introductions

L'organisation d'un chantier implique de planifier toutes les ressources nécessaires, qu'elles soient humaines, matérielles ou en matériaux. Cela nécessite également d'établir un rythme de travail pour optimiser l'utilisation de ces ressources, avec pour objectifs la rapidité, la qualité et l'économie. Par exemple, des matériaux tels que le ciment, le sable, le gravier et l'acier sont utilisés pour créer des structures en béton armé, et le prix de vente est fixé avant la fabrication du produit.

Évaluer précisément les coûts et les ressources à mobiliser s'avère complexe, car cela repose sur des hypothèses qui ne seront validées qu'au fil du projet. Cette contrainte impose à l'entreprise de réexaminer régulièrement ses prévisions durant l'exécution des travaux.

VII.2 Devis estimatif et quantitatif

Le devis quantitatif estimatif (DQE) détaillé est un document essentiel pour analyser les différents éléments qui composent le prix, facilitant ainsi la comparaison des offres soumises. Il contient toutes les informations nécessaires pour évaluer les propositions tarifaires. À noter que ce devis n'a pas de valeur contractuelle, sauf si des dispositions contraires sont spécifiquement mentionnées dans le marché à bons de commande.

Le cout prévisionnel du projet comprend plusieurs tâches se divisant en :

➤ Estimation du coût prévisionnel d'investissement

Le cout de travaux de génie civil (terrassement et construction de béton).

Les équipements Tel que les racleurs les turbine, pompes à air les aérateurs en surface et électriques.

➤ Estimation du coût prévisionnel d'exploitation

Frais du personnel ;

Energie ;

Produits consommables ;

Frais d'entretien, de réparation et de renouvellement des équipements.

VII.2.1 Calcul du Cout d'investissement

VII.2.1.1 Calcul du coût de terrassement

- L'épaisseur de la couche végétale sera estimée à 30 cm
- Le prix du mètre cube de terrassement sera évalué à 2500DA.

➤ Le volume de la couche végétale

$$V = S_{hi} \times 0.3.$$

- **V** : le volume de terrassement de l'ouvrage considéré
- **Shi** : surface horizontale de l'ouvrage considéré
- **Le coût de terrassement de l'ouvrage :**

$$\text{Coût} = V_i \times 2500$$

Tableau VII. 1 : le coût de terrassement de chaque ouvrage.

Ouvrage	Nombre	La surface Horizontale	Volume(m ³)	Coût (DA)
Dessableur déshuileur	1	48	14.4	36000
Bassin d'aération	2	1940	582	145500
Décanteur secondaire	2	446	133.8	334500
Filtre sable	2	42.25	12.675	3168.75
Épaississeur	1	42.6	12.78	31950
Lit de séchage	21	2019.25	605.775	1514437.5
TOTAL				3 403575

VII.2.1.2 Le coût de Béton armé

Le coût du béton armé classe (25/30) revient à $P_u=40000$ DA/m³ (CIVILMANIA), On calcule le coût du béton armé à l'aide de la formule suivante:

$$C_i = V_{tb} \times P_u$$

- **V_{tb}**: volume total de béton armé ;
- **e_m**: épaisseur du mure de l'ouvrage, varie entre (0,3 à 0,5) m.
- **e_r**: L'épaisseur du radier de l'ouvrage varie entre (0,3 à 0,4) m.

➤ **Calcul du volume de béton armé**

Le volume total du béton pour chaque ouvrage sera la somme des deux volumes ;

$$V_{tb} = V_r + V_m$$

$$V_r = (S_h + 0.5) \times e_r$$

$$V_m = P \times H \times e_m \text{ On prend que: } e_m = 0,3 \text{ et } e_r = 0,3.$$

Avec:

- V_r : Volume du radier.
- V_m : Volume du mur.
- P : Périmètre de l'ouvrage.
- H : Hauteur de l'ouvrage.

Les résultats des calculs des coûts du béton armé sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 2 : le coût de béton armé de chaque ouvrage

Ouvrage	Surface	Vr (m)	Vm(m)	Vtb(m)	Cout DA
Pré traitement	48	14.4	12.6	27	1080000
Bassin d'aération	1940	582	71.65	653.65	2614 6000
Déc secondaire	446	133.8	61.61	195.41	77816400
Filtre sable	42.25	12.675	19.45	19.455	778200
Epaississeur	42.6	12.78	41.64	41.64	1665600
Lit séchage	2019.25	2019.25	2024.05	2024.05	80962000
TOTAL					188448200

VII.2.1.3 Le coût Totale du génie civil (Source : DRE. Unité DE Khenchela).

$$C_{T.g.civil} = C_{TR} + C_{TB}$$

- C_{TR} : Coût total du terrassement.
- C_{TBA} : Coût total du béton armé.

$$C_{T.g.civil} = 3\,403\,575 + 188\,448\,200 = 191\,851\,775 \text{ DA}$$

VII.2.1.4 Coût des voiries et réseaux divers (VRD)

Le coût des VRD est estimé à 25% de $C_{T.g.civil}$.

- $C_{VRD} = 0.25 \times 191\,851\,775 = 47\,962\,943,75 \text{ DA}$

VII.2.1.5 Coût des équipements électromécaniques, électriques et des installations hydrauliques

Il est estimé à 40% du coût de G.C et VRD:

- $C_{eq} = 0.4 \times (47\,962\,943,75 + 191\,851\,775) = 95\,925\,887,5 \text{ DA}$.

Coût Total des investissements de la station :

- $C_{TOT.INV} = C_{VRD} + C_{TOT.CVIL} + C_{\text{éq}} = 335740606.25 \text{ DA}$

VII.2.2 Estimation du coût prévisionnel d'exploitation (fonctionnement)

VII.2.2.1 Frais du personnel

D'après la DRE Les frais du personnel est estimé de :

$$C_{\text{perssonel}} = 7\,248\,000 \text{ DA}$$

VII.2.2.2 Frais Consommation énergétique

Le coût annuel de l'énergie des aérateurs et du local – éclairage extérieur.

$$C_{\text{con-énergé}} = 4\,673\,627 \text{ DA}$$

VII.2.2.3 Coût de Produits consommables

Ils sont estimés sur la base de 2% des équipements électriques (Aérateurs, groupe électrogène).

$$C_{\text{pro-conso}} = 0.02 \times 4\,673\,627 = 93472.54 \text{ DA}$$

Produits consommables : Fuel, Huile, peinture, matériel pour analyse.

VII.2.2.4 Frais d'entretiens des équipements

Ils sont estimés sur la base de 10 % du coût d'équipements électriques (Aérateurs, groupe électrogène).

- $C_{\text{renouvellement}} = 0.1 \times 4\,673\,627 = 467362.4 \text{ DA}$

VII.2.2.5 Coût du fonctionnement total

$$C_{FT} = 12\,482\,462 \text{ DA}$$

VII.2.2.6 Calcul de prix du m³ d'eau traité

Coût d'investissement annuel :

- $C_{AA} = \text{coût d'investissement} / \text{durée d'amortissement}$
- **T**: durée d'amortissement; T= 25 ans.

$$C_{AA} = 8\,529\,624.25 \text{ DA.}$$

VII.2.2.7 Coût annuel de la station d'épuration

$$C_{TS} = C_{AA} + C_{FT} = 21\,012\,086 \text{ DA}$$

VII.2.2.8 Calcul du prix du m³ d'eau épurée

Le volume total annuel d'eau épurée en l'an 2050 an est

$$V_{\text{an}} = 365 * 7243.49 = 2\,643\,873.85 \text{ DA}$$

Le coût du m³ épuré C_e se calcul alors

$$C_e = C_{TS} / V_{\text{an}} = 80.65 \text{ DA.}$$

(Source : DRE. Unité DE Khenchela).

Tableau VII. 3: Estimation du coût total du projet.

Désignation	Unité	Coût
Coût d'investissement		
Coût de terrassement	DA	3403575
Coût de béton armé	DA	188448200
Coût total de génie civil	DA	191851775
Coût de VRD	DA	95925887,5
Coût des équipement électrique – mécanique	DA	6 092 5887,5
Coût Total	DA	213 240 606
Coût de d'exploitation		
Frais de personale	DA	7 248 000
Frais Consommation énergétique	DA	4 673 627
Frais de Produits consommables	DA	93472.54
Frais d'entretiens des équipements	DA	467362,4
Coût du fonctionnement total	DA	12 482 462
Coût d'amortissement	DA	8 529 624,25

Tableau VII.3 : Estimation du coût total du projet (suite)

Désignation	Unité	Coût
Total HT (DA)	DA	348223068,25
TVA 19 % (DA)	DA	66162382,967
Total TTC (DA)	DA	414385451

(Source : Article 23, Loi des taxes sur les travaux de 2023 en).

Le montant total du projet est estimé à : **Quatre cent quatorze millions trois cent quatre-vingt-cinq mille quatre cent cinquante et un dinars algériens.**

VII.3 Conclusion

En résumé, ce chapitre propose une feuille de route complète pour la réalisation de notre projet, de construction d'une station d'épuration (STEP), en soulignant l'organisation, les calculs de coûts, ainsi que l'estimation finale du budget requis. Le coût total des travaux de la réalisation de la STEP est estimé à 414 385 451 DA.

Introduction générale

Les eaux usées, issues des activités domestiques, industrielles et agricoles, posent un problème environnemental important. Elles contiennent des polluants nocifs pour la santé publique et les écosystèmes. Une gestion efficace de ces eaux est essentielle pour éviter la contamination des ressources en eau et protéger la biodiversité. Avec l'augmentation de la population et la raréfaction des ressources en eau, le traitement et la valorisation des eaux usées sont cruciaux pour un développement durable et un avenir sain.

En Algérie, l'épuration des eaux usées est devenue une priorité majeure dont les autorités se mobilisent pour la préservation des milieux aquatiques (oueds, cours d'eaux, mer ... etc.) qui sont signalés comme étant des récepteurs de divers déchets et de pollution issues de la vie quotidienne.

Dans cette note de calcul, nous sommes appelés à dimensionner les différents ouvrages constituant la future station d'épuration CHECHAR (Wilaya de KHANCHELA).

Tous les ouvrages de la future station ont été dimensionnés pour traiter les eaux usées à L'horizon 2035 avec une extension prévue pour 2050.

Le terrain réservé pour l'implantation de la station de traitement de la ville de CHECHAR, représente une superficie d'environ de 10 hectares situés à environ 1.4 km au Sud-Est de la ville de CHECHAR.

Le but de ce projet est de rendre les eaux usées traitées utilisables dans les domaines agricoles et de protéger le milieu naturel contre la pollution (Rejet : Oued Racouche). Pour cela, nous allons établir les différentes techniques de traitement des eaux usées afin de compléter notre d'étude finale.

Conclusion Générale

La station d'épuration revêt une importance cruciale sur deux plans : premièrement, elle protège les écosystèmes aquatiques des polluants présents dans les eaux usées, et deuxièmement, elle permet de valoriser et de réutiliser cette ressource dans divers secteurs. Dans ce contexte, notre but est de concevoir une station d'épuration utilisant la méthode des boues activées pour le traitement des eaux usées de la ville de CHECHARE.W. KHENCHLA. Le choix de cette méthode biologique est motivé par ses nombreux avantages, notamment sa large adoption à l'échelle mondiale et en Algérie.

La mise en place d'une station d'épuration des eaux usées à CHECHAR est essentielle pour le développement durable de la région. La station, conçue pour traiter les eaux usées de 2 équivalents habitants, adopte une série d'étapes de traitement efficaces :

1. **Prétraitement** par dégrillage grossier et fin pour éliminer les déchets solides.
2. **Traitement secondaire** dans un bassin biologique, utilisant des micro-organismes pour décomposer les matières organiques.
3. **Traitement tertiaire** avec un filtre à sable pour améliorer la clarté de l'eau, suivi d'une désinfection par UV pour éliminer les pathogènes.
4. **Traitement des boues** incluant l'épaississement et le séchage, facilitant ainsi la gestion des sous-produits.

Avec une population projetée de 34 143 habitants en 2035 et 60 143 en 2050, cette infrastructure répondra efficacement aux besoins croissants de la communauté. L'investissement total de 414 385 451 DA est justifié par les bénéfices environnementaux et sanitaires, notamment la réutilisation des eaux traitées en agriculture.

La situation géographique, favorable grâce à un relief accessible, contribue également à la viabilité de ce projet. En résumé, la station d'épuration à CHECHAR est non seulement un atout pour la santé publique et l'environnement, mais elle représente également un modèle de gestion durable des ressources en eau pour l'avenir de la région.

Référence bibliographique :

[1] : Adour Lydia, Larbia-Habchi Haassiba, Arbia Khatraoui Wassila, 2019, traitement des eaux usées, L'office des publications universitaires. P11-28

[2] : Mohamed Habib Sellami, 2020, ingénierie de la valorisation des eaux non conventionnelles : La valorisation des eaux non conventionnelles : Mise en équations et Études des cas, Schaltungsdienst Lange o.H.G;Berlin

[3] : J. P. Bechac-P. Boutin-B. Mercier-P. Nuer, 1984, " Traitement des eaux usées", Eyrolles.

[4] : Gaid A. 1984, « Épuration biologique des eaux usées urbaines tome I », Édition OPU, Alger.Paris, France PP

[5] : Environnement Canada, Water Pollution Control Federation, Association Québécoise des Techniques de L'eau, 1985, Exploitation des stations d'épuration des eaux usées. Manuel de pratique N°11, Water pollution control fédération. P101

[6] : Amorce, 2012, Boues de Station d'épuration : Techniques de traitement, Valorisation et Elimination. Série Technique DT 51.

[7] : Hatem Dhaouadi ,2008, Traitement des eaux usées urbaines : les procédés Biologiques d'épuration, université Virtuelle de Tunis.P25-29

[8] : Cors Marie, 2007, Techniques extensives d'épuration des eaux usées domestiques. Le meilleur choix environnemental en zone rurale Dossier IEW Inter Environnement Wallonie.P22

[9] : Joseph Pronost, Rakha Pronost, Laurent Deplat, Jacques Malrieu, Jean-Marc Berland, 2002« Stations d'épuration dispositions constructives pour améliorer leur fonctionnement et faciliter leur exploitation », Document technique, FNDAE N° 22 bis. P72.

[11] : FAO, 2003 Organisation des Nations Unies pour l'Alimentation et l'Agriculture. Irrigation avec des eaux usées traitées – Manuel d'utilisation. 2003.

[12] : C. Eme, Pascal Molle, 2013, Stockage des Eaux Usées Traitées en vue de leur réutilisation : état de l'art. irstea.

ANNEXE I :

Résultats d'analyse des eaux usées de la ville CHECHAR :

		TUR B	MES	DCO	DBO ₅	DCO/ DBO ₅	PO ₄	NH ₄	CE	PO ₄	SO ₄
09/05/2023	11 :30	237	122	748	375	1,99	5,48	87,1	1830	5,48	310
	14 :30	209	114	810	450	1,80	4,78	79,69	2100	4,78	490
	17 :00	156	110	1021	525	1,94	4,81	83,86	2430	4,81	460
	MOYEN NE	201	115,3 3	859,6 7	450	1,91	5,02	83,55	2120	5,02	420
	MAX	237	122	1021	525	2,00	5,48	87,1	2430	5,48	490
09/05/2023	12 :15	233	130	677	275	2,46	3,4	60,97	1850	3,4	464
	15 :00	183	124	986	475	2,08	5,11	87,93	2200	5,11	480
	17 :30	289	138	1206	550	2,19	14,9	108,6 8	2480	14,9	536
	MOYEN NE	235	130,6 7	956,3 3	433,33	2,24	7,8	85,86	2176, 67	7,8	493,33
	MAX	289	138	1206	550	2,5	14,9	108,6 8	2480	14,9	536
MOY_{moy}		218	123	908	441,67	2,08	6,41	89,96	2148, 34	6,41	456,67
MAX _{max}		289	138	1206	550	2,46	14,9	108,6 8	2480	14,9	536
MIN		156	110	677	275	1,80	3,4	60,97	1830	3,4	310

ANNEXE II :

ESTIMATION DE L'INDICE DE MOHLMAN

