



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: Réutilisation des eaux non conventionnelle

THEME :

DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'EPURATION DES EAUX
USEES URBAINES DE LA VILLE DE FESDIS WILAYA DE –
BATNA-EN VUE DE LEUR REUTILISATION

Présenté par :

ZIDANI Mohammed Oussama

Devant les membres du jury :

Nom et Prénoms

Grade

Qualité

DJELLAB Mohamed

Professeur

Président

LEULMI MEDJDOUB Sonia

M.C.B

Membre

BETATACHE Hayat

M.C.B

Membre

KOLIAI Djaffar

Associé

Membre

SALHI Chahrazed

M.C.B

Promotrice

REMERCIEMENT :

Je remercie en premier lieu Dieu, pour m'avoir permis de réaliser ce modeste travail dans les meilleures conditions.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude envers ma promotrice, Mme C. SALHI, pour ses précieux conseils qui m'ont guidé dans la réalisation de ce projet.

En même temps, je tiens à exprimer ma gratitude envers mes enseignants de l'ENSH pour leurs contributions à ma formation en tant qu'ingénieur d'Etat en Hydraulique.

Merci infiniment à Monsieur FAROUK, un ingénieur à CTH. En raison de son soutien.

Je remercie le président et les membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.

Enfin, un grand merci tout spécial à mes parents, qui m'ont donné l'opportunité de poursuivre mes études. Ils n'ont cessé de me soutenir et de m'encourager tout au long de mes années d'études, et m'ont plusieurs fois remonté le moral. Que ce soit ici l'expression de ma sincère gratitude.

الملخص:

يتزايد التلوث البيئي في الجزائر بشكل مستمر، ويرجع ذلك أساسًا إلى الزيادة السكانية والصرف المباشر لمياه الصرف الصحي في الأودية والبحار والمحيطات. وللتخفيف من هذا التلوث واستخدام المياه المفلترة للأغراض الزراعية، من الضروري إنشاء محطات لمعالجة مياه الصرف الصحي.

تهدف هذه الدراسة إلى إنشاء محطة لمعالجة مياه الصرف الصحي باستخدام الحمأة المنشطة بمدينة فسدس بولاية باتنة. ويهدف إلى حماية البيئة والصحة العامة من خلال ضمان المعالجة الفعالة لمياه الصرف الصحي قبل التخلص منها. بالإضافة إلى ذلك، تنص الدراسة على إعادة استخدام المياه المعالجة للأغراض الزراعية، مما يساهم في الإدارة المستدامة للموارد المائية.

الكلمات المفتاحية: محطة المعالجة – مياه الصرف الصحي – الحمأة المنشطة

Résumé :

La pollution environnementale en Algérie est en constante augmentation, principalement due à la surpopulation et au déversement direct des eaux usées dans les oueds, les mers et les océans. Pour atténuer cette pollution et utiliser l'eau filtrée à des fins agricoles, il est essentiel de mettre en place des stations d'épuration des eaux usées.

Cette étude a pour objectif l'implantation d'une station d'épuration des eaux usées par boues activées dans la ville de Fesdis, située dans la wilaya de Batna. Elle vise à protéger l'environnement et la santé publique en assurant un traitement efficace des eaux usées. De plus, l'étude prévoit la réutilisation des eaux traitées à des fins agricoles, contribuant ainsi à une gestion durable des ressources en eau.

Mots clés : station d'épuration - eaux usées - boues activées.

Abstract :

Environmental pollution in Algeria is constantly increasing, mainly due to overpopulation and direct discharge of wastewater into wadis, seas and oceans. To mitigate this pollution and use the filtered water for agricultural purposes, it is essential to establish wastewater treatment plants.

This study aims to establish a wastewater treatment plant using activated sludge in the town of Fesdis, located in the wilaya of Batna. It aims to protect the environment and public health by ensuring effective treatment of wastewater before its disposal. In addition, the study provides for the reuse of treated water for agricultural purposes, thus contributing to sustainable management of water resources.

Key words: treatment plant - wastewater - activated sludge.

TABLE DES MATIERES

Introduction générale.....	12
----------------------------	----

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1. Introduction	14
I.2. Situation géographique	14
I.3. Situation topographique	15
I.4. Situation climatologique.....	15
I.4.1. Le climat	15
I.4.2. La température	15
I.4.3. La pluviométrie	15
I.4.4. L'Humidité :	15
I.4.5. Le vent :	16
I.5. Situation démographique	16
I.6. Situation hydraulique:	16
I.7. Site de la station :	17
I.8. Conclusion :.....	17

Chapitre II : Les techniques d'épuration des eaux usées

II.1. Introduction	19
II.2. Le prétraitement	19
II.2.1. Le dégrillage	19
II.2.2. Le dessablage	20
II.2.3. Dégraissage-déshuilage	21
II.3. Traitement primaire	22
II.3.1 La décantation	22
II.3.2. Traitements physico-chimiques.....	22
II.4. Traitement secondaire (traitement biologique)	23

II.4.1. Les procédés intensifs.....	23
II.4.1.1. Lits bactériens.....	23
II.4.1.2. Disques biologiques.....	24
II.4.1.3. Les boues activées.....	24
II.4.2. Les procédés extensifs.....	25
II.4.2.1. Le lagunage.....	25
II.4.2.1.1. Le lagunage naturel.....	25
II.4.2.1.2. Le lagunage aéré.....	25
II.5. Les traitements tertiaires	26
II.5.1. La désinfection.....	26
II.5.1.1. Chloration	26
II.5.1.2. Chloration-déchloration.....	26
II.5.1.3. Ozone.....	26
II.5.1.4. Rayonnement ultraviolet.....	26
II.5.2. La déphosphatation.....	27
II.5.2.1. Précipitation chimique	27
II.5.2.2. Voie biologique.....	27
II.5.2.3. Technologies particulières.....	27
II.5.3. L'élimination de la pollution azotée.....	27
II.5.3.1. Nitrification.....	28
II.5.3.2. Dénitrification.....	28
II.6. Traitement des boues	28
II.6.1. Stabilisation des boues.....	29
II.6.2. Epaissement des boues.....	29
II.6.3. Déshydratation des boues.....	29
II.7. Conclusion.....	29

Chapitre III : Dimensionnement de la station d'épuration

III.1. Introduction	41
III.2. Estimation des débits.....	41

III.2.1. Calcul du débit de consommation en eau potable pour la population urbaine	30
III.2.1.1. débit des équipements et les eaux parasites.....	30
III.2.1.2. débit total en eau potable.....	32
III.2.2. Evaluation des rejets	32
III.2.2.1. le débit moyen journalier.....	32
III.2.2.2. le débit moyen horaire.....	33
III.2.2.3. le débit de pointe en temps sec.....	33
III.2.2.4. le débit de pointe en temps de pluie.....	33
III.2.2.5. le débit diurne.....	33
III.3. Evaluation des charges polluantes	34
III.3.1. La charge moyenne journalière en DBO5.....	34
III.3.2. La charge moyenne journalière en DCO.....	34
III.3.3. La charge moyenne journalière en MES.....	34
III.4. Dimensionnement des ouvrages de la station.....	35
III.4.1. Prétraitement.....	35
III.4.1.1. Dégrilleur	35
III.4.1.1.1. le dégrilleur grossier.....	37
III.4.1.1.1. le dégrilleur fin.....	38
III.4.1.2. Dessableur - dégraisseur.....	39
III.4.1.2.1. Calcul les quantités de matières éliminées par le dessableur- dégraisseur	41
III.4.2. Traitement biologique.....	42
III.4.2.1. Dimensionnement du bassin d'aération	43
III.4.2.2. Bilan des boues	47
III.4.2.3. Dimensionnement de clarificateur.....	49
III.5. Traitement tertiaire	50
III.5.1. Dimensionnement d'un filtre à sable.....	51
III.6. Traitement des boues.....	54
III.6.1. Epaisseur.....	54

III.6.2.Lits de séchage.....	55
III.7. Conclusion	57

Chapitre IV : Calcul hydraulique

IV.1. Introduction	59
IV.2. Profil hydraulique	59
IV.2.1. Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages.....	59
IV.2.2. Calcul des cotes piézométriques des différents ouvrages	60
IV.2.3. Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages et les cotes piézométriques....	61
IV.3. déversoir d'orage.....	63
IV.3.1 Dimensionnement du déversoir d'orage.....	65
IV.4. Conclusion	66

Chapitre V : Réutilisation des eaux usées épurées

V.1. Introduction	68
V.2. Applications de Réutilisation	68
V.3. Les normes Algériennes et de l'OMS requise pour la réutilisation	68
V.3.1. Les normes internationales selon OMS	68
V.3.1. Normes de rejets en Algérie	69
V.5. Les avantages et les inconvénients de la reutilisation	69
V.5.1. Les avantages	69
V.5.2. Les inconvénients.....	69
V.6. Cas de la STEP de la ville de Fesdis.....	70
V.6.1. Présentation du périmètre de Chemora.....	70
V.6.1.1.Situation géographique	70
V.6.1.2.Le climat.....	70
V.6.1.2. L'agriculture.....	70
V.6.1.3. Estimation des besoins.....	70
V.6.1.4. Calcul du débit spécifique	72

V.7. CONCLUSION.....	72
----------------------	----

Chapitre VI : Aspect économique

VI.1. Introduction	74
VI.2. Coût d'investissement.....	74
VI.2.1. Coût de terrassement.....	74
VI.2.2. Coût de Béton armé.....	74
VI.2.3. Coût totale du génie civil.....	76
VI.2.4. Coût des VRD.....	76
VI.2.5. Coût des équipements électromécanique et électriques et des installations hydromécaniques.....	76
VI.2.6. Coût total des investissements de la station.....	76
VI.3. Coût de fonctionnement.....	76
VI.3.1. coût de main d'œuvre.....	76
VI.3.2. coût de renouvellement du matériel électromécanique.....	76
VI.3.3. coût des frais financiers.....	77
VI.3.4. coût de fonctionnement total.....	77
VI.4. Le coût total de la station.....	77
VI.4.1. Le coût d'amortissement annuel	77
VI.6. CONCLUSION	78
CONCLUSION GENERALE	79

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 : Température moyenne de la station de Fesdis en 2014

Tableau I.2: précipitations moyennes mensuelles (Station de Fesdis 1995 - 2014)

Tableau I.3: Humidité relative moyenne de la station de Fesdis (1995 – 2014)

Tableau I.4: La vitesse moyenne du vent de la station de Fesdis (1995 – 2014)

Tableau I.5: Le nombre de la population pour différents horizons

Chapitre III : Dimensionnement de la station d'épuration

Tableau III.1 : Les résultats des calculs des débits en eau potable.

Tableau III.2 : Evaluation des charges polluantes.

Tableau III.3 : Les bases de dimensionnement des ouvrages.

Tableau III.4 : Espacement et épaisseurs des barreaux.

Tableau I III.5 : valeurs de β .

Tableau III.6 : Résultats du dimensionnement pour le dégrilleur grossier.

Tableau III.7 : Résultats du dimensionnement pour le dégrilleur fin.

Tableau III.8: Résultats du dimensionnement pour le déssableur - dégraisseur.

Tableau III.9: Résultats des quantités de matières éliminées par le dessableur-dégraisseur .

Tableau III.10 : charges massique et volumique .

Tableau III.11 : Résultats du dimensionnement du bassin d'aération.

Tableau III.12 : Charge massique en fonction de a' et b' .

Tableau III.13 : Resultats des besoins en oxygène.

Tableau III.14 : Resultats du bilan des boues.

Tableau III.15 : Resultats du dimensionnement du décanteur secondaire .

Tableau III.16 : Propriétés du lit de filtration.

Tableau III.17 : Caractéristique des fluides du rétro-lavage.

Tableau III.18 : Tableau IV.18: Resultats du dimensionnement d'un filtre à sable.

Tableau III.19: Resultats du dimensionnement de la filière du traitement des boues.

Chapitre IV : Calcul hydraulique

Tableau IV.1 : Cotes moyennes du terrain naturel des différents ouvrages de la station.

Tableau IV.2 : Longueurs des conduites entre les ouvrages de la station.

Tableau IV.3 : Resultats des différentes cotes des ouvrages de la station.

Chapitre V : Réutilisation des eaux usées épurées

Tableau V.1 : Normes de réutilisation des eaux épurées par l'OMS.

Tableau V.2 : Normes de réutilisations algériennes.

Tableau V.3 : Calcul des besoins en eau pour les Céréalicultures.

Tableau V.4 : Calcul des besoins en eau pour les oliviers.

Chapitre VI : Aspect économique

Tableau VI.1 : Le coût de terrassement de chaque ouvrage.

Tableau VI.2 : Le coût du béton armé de chaque ouvrage.

Tableau VI.3 : Résultats de différents couts.

LISTE DES PLANCHES

Planche n°01 : Plan d'implantation de la station

Planche n°02 : Les ouvrages de la station

Planche n°03 : Profil hydraulique

INTRODUCTION GENERALE :

L'eau constitue une ressource essentielle pour les êtres humains et l'environnement, étant le principal constituant du corps humain et de la nature. Sa qualité est primordiale car une eau de mauvaise qualité aura un impact direct et négatif sur l'environnement ainsi que sur toutes les formes de vie. Bien que la nature ait ses propres mécanismes d'auto-épuration pour contrer la pollution naturelle, cela ne suffit pas à compenser la pollution générée par les activités humaines.

En effet, après avoir été utilisée dans diverses activités quotidiennes, l'eau change de propriétés pour devenir des eaux usées, rejetées dans les cours d'eau naturels, entraînant ainsi la dégradation de l'environnement et la contamination des eaux souterraines ainsi que des nappes phréatiques. Au fil du temps, les rejets d'eaux usées augmentent en raison de l'augmentation de la population urbaine et de l'industrialisation croissante, se distinguant en trois catégories : domestique, pluviale et industrielle. C'est pourquoi des stations d'épuration sont mises en place dans les zones urbaines et industrielles afin de réduire le taux de pollution et de protéger les milieux naturels. Les eaux usées traitées peuvent être réutilisées dans plusieurs secteurs, tels que l'industrie (refroidissement), l'irrigation en raison de leur richesse en éléments nutritifs, ainsi que le nettoyage des rues et des parcs. En Algérie, le traitement le plus courant des eaux usées urbaines est le traitement par boues activées.

L'objectif principal de notre étude est de concevoir une station d'épuration par boues activées pour protéger l'Oued de Fesdis et de fournir à la région une eau épurée de qualité pour une réutilisation à des fins agricoles. Pour cela, il est nécessaire de construire une station d'épuration en aval de l'agglomération urbaine, afin d'assurer le traitement de toutes les eaux usées en vue de leur réutilisation.

Pour cela nous avons mis un plan de travail comme suit :

Une introduction générale, le chapitre I qui se concentre sur la présentation de la zone d'étude, détaillant les caractéristiques géographiques et démographiques de la région, le chapitre II qui décrit les différentes techniques d'épuration des eaux usées, le chapitre III est consacré au dimensionnement de la station d'épuration, expliquant les critères et les calculs nécessaires pour dimensionner une installation efficace, le chapitre IV qui traite des calculs hydrauliques, essentiels pour garantir le bon fonctionnement de la station, le chapitre V qui explore les possibilités de réutilisation des eaux usées épurées, notamment pour l'irrigation, le chapitre VI qui examine l'aspect économique, évaluant les coûts et les bénéfices associés à la construction de la station d'épuration, et une conclusion générale.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

I.1. Introduction :

Ce chapitre se focalise sur la présentation de la zone d'étude en prenant en compte le contexte géographique, climatologique, topographique, démographique et hydraulique. La compréhension de ces aspects nous permet d'évaluer l'état de l'environnement naturel, d'estimer la population et d'analyser d'autres paramètres qui seront essentiels pour concevoir la station d'épuration de Fesdis.

I.2. Situation géographique :

La commune de Fesdis est située au nord-est de la wilaya de Batna à 10 km du chef-lieu de wilaya, elle s'étend sur une superficie de 85,00 km², abrite une population avoisinant les 7517 habitants dans l'année 2008, ce qui nous donne une densité moyenne de 88.43 hab/km² elle est limitée :

À nord par la commune de Djerma et Seriana.

À sud par la commune de Batna.

À l'est par les communes d'El Madher et Ouyoun El Assafer.

À l'ouest par la commune de Batna.

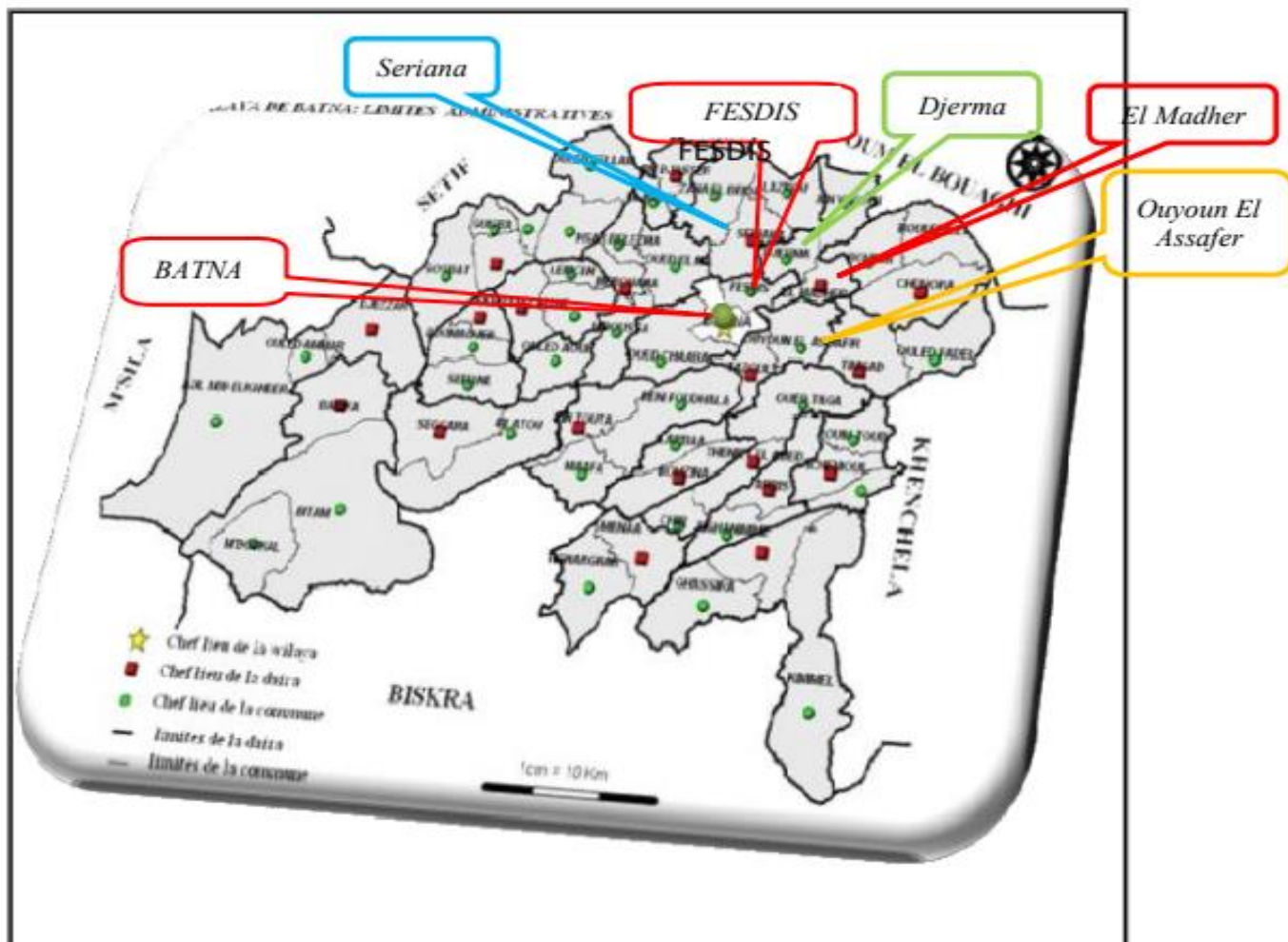


FIGURE I.1: LIMITES ADMINISTRATIVE DE LA COMMUNE DE FESDIS.

I.3. Situation topographique :

La commune de Fesdis se trouve au centre d'une plaine fermée au nord-ouest et au sud par des reliefs montagneux, avec une pente douce. Les altitudes sont généralement variables entre (840 m et 1200 m). La commune est située entre ($35^{\circ} 37' 4''$) de l'attitude nord, ($6^{\circ} 14' 51''$) de longitude Est.

I.4. Situation climatologique :

I.4.1. Le climat :

Le climat est essentiel pour tout projet hydraulique et nous permet de comprendre les possibilités de présence d'eau. La région de Fesdis se distingue par un climat semi-aride, avec un hiver froid et humide, ainsi qu'un été chaud et sec.

I.4.2. La température :

Les températures prises à la station de Fesdis sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.1 : Température moyenne de la station de Fesdis en 2014.

Mois/ (T °C)	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEP	OCT	NOV	DEC
T _{max}	19.2	23.0	24.0	29.4	34.1	38.6	41.1	42.0	37.6	34.5	25.8	17.0
T _{min}	-3.0	-3.8	-2.1	0.4	0.4	7.0	12.0	13.5	12.1	2.3	2.0	-4.5
T _{moy}	8.1	9.6	10.95	14.9	17.25	22.8	26.55	27.75	24.85	18.4	13.9	6.25

Source : ANRH de Batna (Station météorologique de Fesdis)

I.4.3. La pluviométrie :

Le tableau ci-dessous présente les précipitations moyennes mensuelles de la station de Fesdis :

Tableau I.2: précipitations moyennes mensuelles (Station de Fesdis 1995 - 2014).

Mois	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEP	OCT	NOV	DEC
Précipitatio (mm)	31.6	14.7	68.2	47.8	39.8	6.4	0.3	4.9	13.7	14.7	18.2	29.8

Source : ANRH de Batna (Station météorologique de Fesdis)

On peut présenter ce tableau dans le graph suivant :

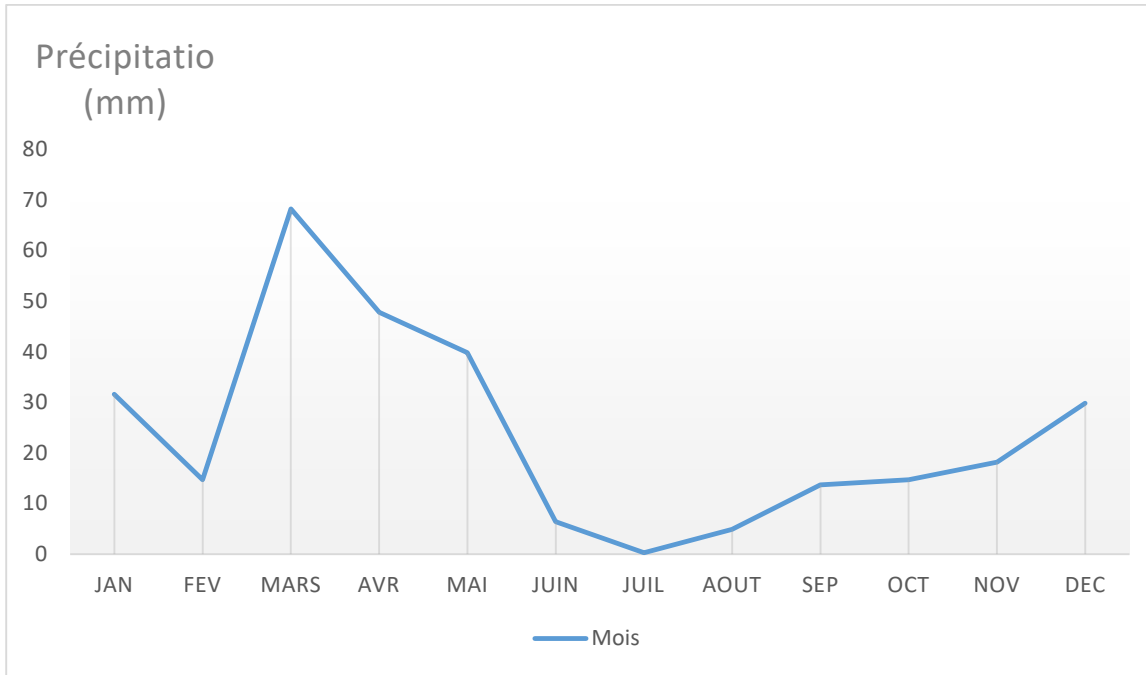


Figure I.II: les précipitations moyennes mensuelles de la station de Fesdis.

I.4.4.L'Humidité :

Le tableau ci-dessous exprime l'humidité moyenne en pourcentage :

Tableau I.3: Humidité relative moyenne de la station de Fesdis (1995 – 2014).

Mois	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEP	OCT	NOV	DEC
H(%)	73	65	73	55	55	48	36	40	45	53	58	78

Source : ANRH de Batna (Station météorologique de Fesdis)

On peut présenter ce tableau dans le graph suivant :

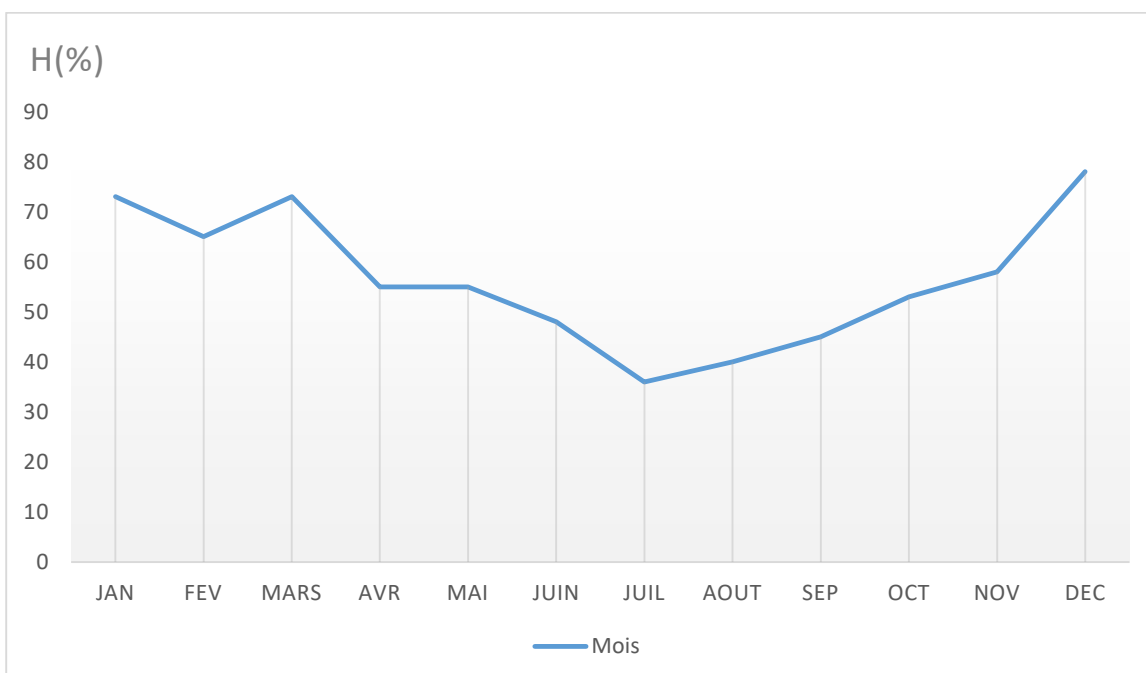


Figure I.III : La humidité relative moyenne de la station de Fesdis.

I.4.5. Le vent :

Le tableau ci-dessous présente la vitesse de vent en m/s :

Tableau I.4: La vitesse moyenne du vent de la station de Fesdis (1995 – 2014).

Mois	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEP	OCT	NOV	DEC
Vitesse (m/s)	3.3	3.4	3.7	4.2	4.0	3.9	4.6	3.9	2.9	2.6	3.3	3.4

Source : ANRH de Batna (Station météorologique de Fesdis)

On peut présenter ce tableau dans le graph suivant :

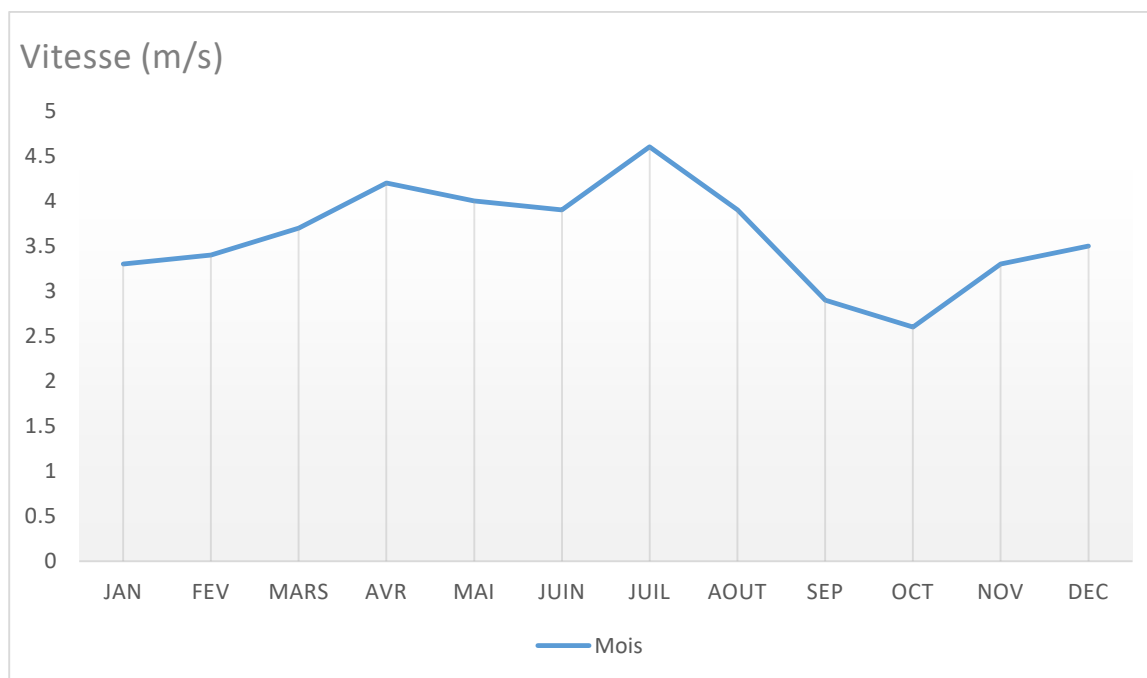


Figure I.IV : La vitesse moyenne du vent de la station de Fesdis.

I.5. Situation démographique :

La commune s'étend sur une superficie de 85.00 km², ce qui représente une densité de 88.43 habitants par km².

Au recensement de 1975, la population totale de la commune était estimée à 1991 habitants. En 1990, elle passe à 4630 habitants, une décennie après, au recensement de 2000 elle atteint 6443 habitants, et elle atteint 7517 en 2008, le taux d'accroissement annuel moyen enregistré est de 2,7 %.

L'évolution démographique en Algérie obéit à la loi de l'accroissement géométrique donnée par la formule suivante : $P = P_0 (1 + t)^n$

Où :

P : Population future.

P₀ : Population de l'année de référence .

t : Taux d'accroissement démographique.

n : Nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon considéré.

Tableau I.5: Le nombre de la population pour différents horizons.

Horizon	2008	2024	2039	2054
Population	7517	11513	17169	25603

I.6. Situation hydraulique :

Fesdis bénéficie d'un réseau hydrographique dense qui se déplace vers le Nord-Est. Le réseau hydrographique se distingue par la présence de petits cours d'eau et de sources d'eau non permanentes.

Les principaux cours d'eau qui alimentent la ville de Fesdis sont les cours d'eau EL GOURZI et TAZBENNT.

I.7. Site de la station :

Le terrain réservé pour l'implantation de la station situé à environ 4,3 km à l'est de la ville de Fesdis, il est limité au Nord-Est par le pôle universitaire et Oued El Gourzi , au Sud par terres de labour .La distance entre le milieu récepteur et la station est environ 60 m. La cote moyenne du terrain de la station se situe entre 893 et 904 m.

I.8. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons mentionné les informations indispensables sur notre région en ce qui concerne sa géographie, son climat, sa population et sa situation hydraulique. Ces informations nous permettront de commencer notre étude du projet.

CHAPITRE II : LES TECHNIQUES D'EPURATION DES EAUX USEES

II.1.Introduction :

L'épuration des eaux consiste à éliminer les matières minérales et organiques en suspension, ainsi que divers déchets, afin de produire une eau épurée conforme aux normes de rejet, une grande partie de ces polluants est transférée de la phase liquide vers une phase solide sous forme de boues. Selon le degré d'élimination de la pollution et les procédés mis en œuvre, différents niveaux de traitement sont définis:

- Le prétraitement ;
- Le traitement primaire ;
- Le traitement secondaire ou biologique ;
- Le traitement tertiaire.

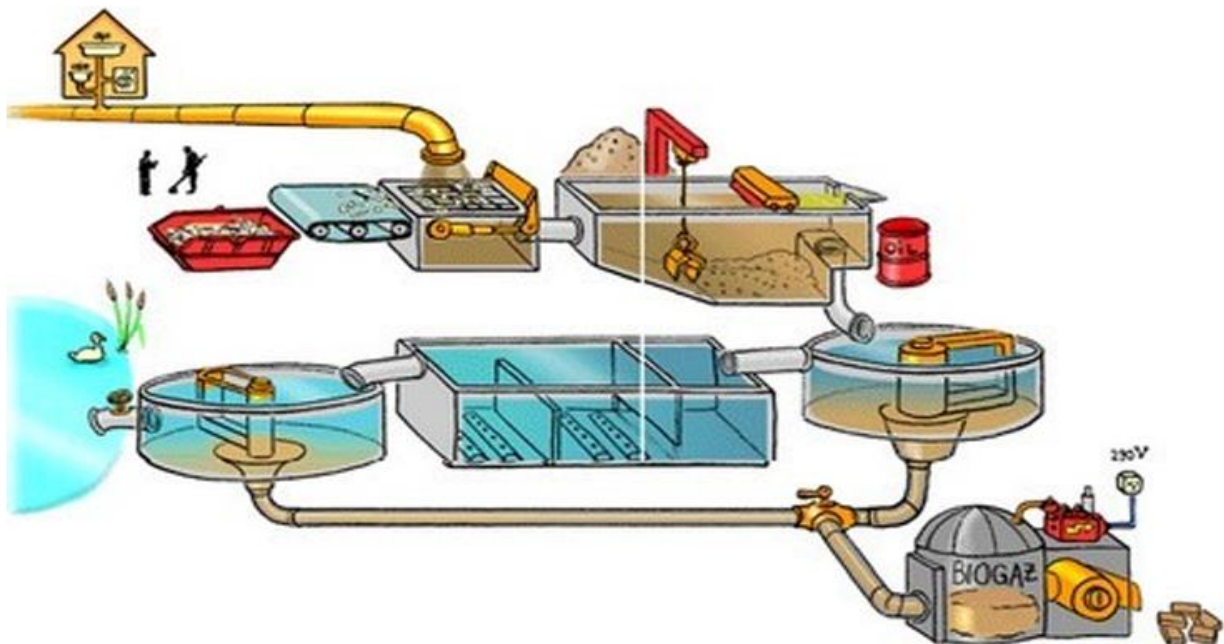


FIGURE II.1: SCHEMA D'UNE STEP.

II.2. Le prétraitement :

Avant d'être soumises à un traitement ultérieur, les eaux brutes doivent passer par une étape de prétraitement visant à éliminer autant que possible les matières susceptibles de perturber les processus de traitement ultérieurs.

Le prétraitement, de nature physique, comprend les opérations suivantes :

- Dégrillage ;
- Dessablage ;
- Dégraissage-déshuilage.

II.2.1. Dégrillage :

L'opération de dégrillage vise à accomplir deux objectifs principaux :

- Protéger la station contre l'arrivée de gros objets susceptibles de causer des obstructions dans différentes unités de l'installation.
- Éliminer les matières volumineuses transportées par l'eau brute, pouvant compromettre l'efficacité des traitements ultérieurs.

Selon l'espacement entre les barreaux, on peut distinguer :

- Le dégrillage fin : avec un espacement de 3 à 10 mm.
- Le dégrillage moyen : avec un espacement de 10 à 45 mm.
- Le dégrillage grossier : avec un espacement de 50 à 100 mm.

Deux types de grilles sont distingués :

- Grilles manuelles :

Composées de barreaux inclinés de 60 à 80 degrés par rapport à l'horizontale.

Les rejets sont retirés à l'aide de râtaeux. Ces grilles sont généralement utilisées pour les petites stations.

La surface de ces grilles doit être suffisamment grande pour éviter la nécessité d'un nettoyage fréquent.

- Grilles mécaniques :

Elles sont destinées aux stations importantes ou aux eaux brutes contenant une grande quantité de matières grossières.

La manipulation automatique des grilles permet d'éviter le colmatage rapide des canalisations. [1]



Figure II.2 : dégrilleur automatique et manuel.

II.2.2. Dessablage :

Le dessableur est conçu pour retenir les graviers, les sables et les matières minérales dont la taille est supérieure à 0,2 mm, tout en laissant passer les matières organiques en suspension. Son objectif est d'éviter l'accumulation de dépôts dans les canaux et les conduites, ainsi que de protéger les pompes et autres équipements contre l'abrasion.

Cette opération repose sur la différence de vitesse de sédimentation entre les particules et la vitesse d'écoulement de l'eau, de manière à empêcher l'entraînement des particules par le courant d'eau.

L'extraction du sable est réalisée de manière automatique :

- À l'aide d'un ensemble d'aérateurs d'air fonctionnant de manière synchronisée.
- Par raclage vers une fosse de collecte à l'extrémité, suivi d'un pompage pour l'évacuation.
- Directement par une pompe d'aspiration montée sur un pont roulant.

Les sables extraits des eaux usées urbaines contiennent généralement une certaine proportion de matières organiques qui se sédimentent simultanément. La séparation de ces matières doit être effectuée avec une vitesse de balayage maintenue autour de 0,30 m/s.

II.2.3. Déshuilage – dégraissage :

Cette opération consiste à retirer les graisses et les huiles des eaux usées en utilisant le phénomène de flottation. Ce processus repose sur la différence de masse volumique entre les composants de l'effluent, exploitant la capacité des graisses à s'associer aux bulles d'air pour former un mélange "graisse-air" moins dense que l'eau. Cette formation entraîne une remontée de cet ensemble vers la surface de l'ouvrage.

Les graisses sont ensuite extraites à l'aide d'un système de raclage mécanique de la surface du dégraisseur.

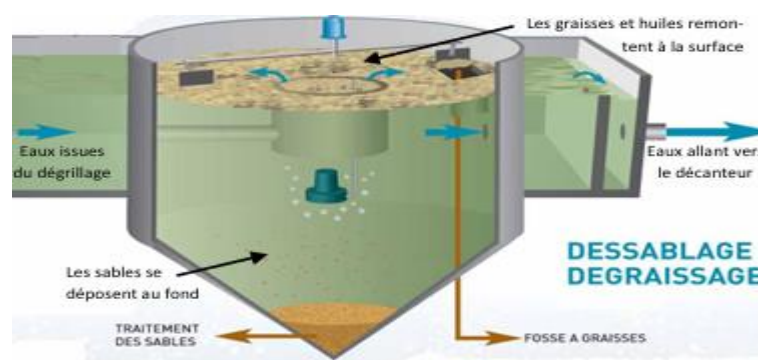


Figure II.3: Dessablage et dégraissage.

II.3. Traitement primaire :

Le traitement primaire utilise des procédés physiques tels que la décantation et des procédés physico-chimiques comme la coagulation-floculation. Un élément clé de ce traitement est le décanteur primaire, qui repose sur l'effet de la gravité pour séparer les particules solides et liquides.

II.3.1 La décantation :

La décantation et la sédimentation sont des procédés de séparation solide/liquide qui reposent sur l'effet de la gravité. On parle de décantation lorsque l'objectif est d'obtenir un liquide clarifié, tandis que l'on parle de sédimentation lorsque l'objectif est de former une boue concentrée.

II.3.2. Traitements physico-chimiques :

Les traitements physico-chimiques visent à regrouper les particules en suspension en ajoutant des agents coagulants et floculants (tels que les sels de fer ou d'aluminium, la chaux, etc.). Les amas de particules ou floccs ainsi formés peuvent être séparés de l'eau par décantation ou par flottation.

- La coagulation : Ce processus vise à déstabiliser les particules en suspension pour faciliter leur agglomération. Il implique généralement l'injection et la dispersion rapide de produits chimiques.

- La floculation : L'objectif de la floculation est de favoriser le contact entre les particules déstabilisées à l'aide d'un mélange lent. Ces particules se regroupent pour former un flocc qui peut être facilement éliminé par des procédés de décantation et de filtration.

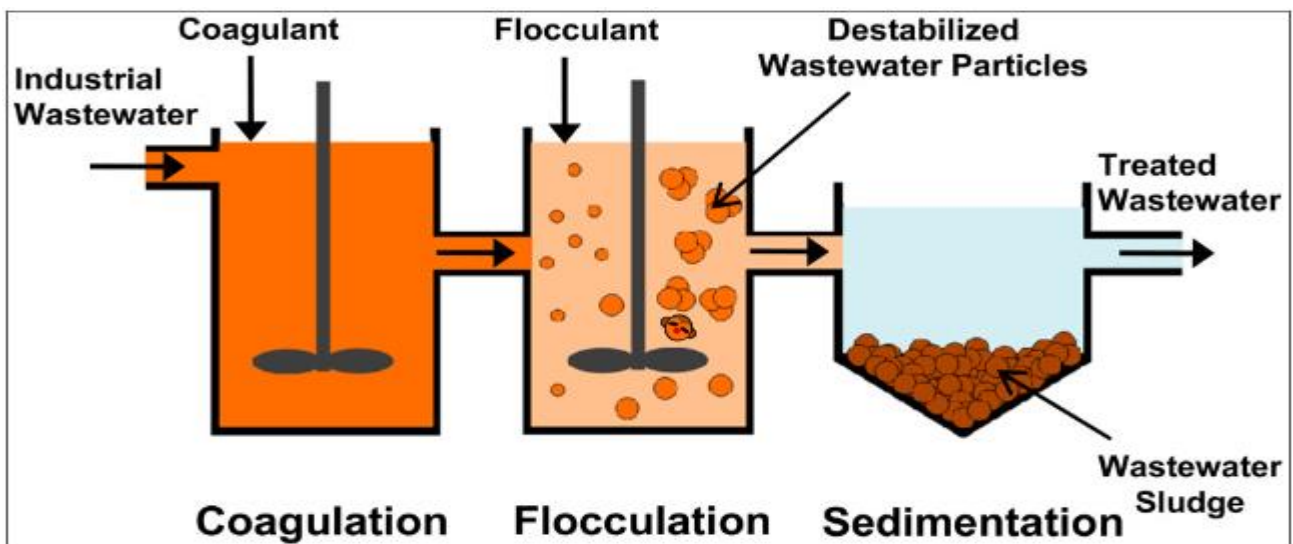


FIGURE II.4: COAGULATION ET FLOCCULATION.

II.4. LES TRAITEMENTS SECONDAIRES (TRAITEMENT BIOLOGIQUE) :

Le traitement biologique des eaux usées urbaines repose sur la dégradation des matières organiques grâce à l'action de micro-organismes. La pollution organique est constituée d'une fraction biodégradable

évaluée par la demande biologique en oxygène (DBO5) et d'une fraction non biodégradable évaluée par la demande chimique en oxygène (DCO), qui est un paramètre de référence pour l'eau brute.

Les traitements biologiques ciblent exclusivement la fraction biodégradable de la pollution organique. Cette dégradation est rendue possible par la présence d'une flore bactérienne comprenant des champignons, entre autres, qui dégradent les matières organiques présentes dans l'eau brute pour répondre à leurs besoins nutritionnels, de croissance et de reproduction. La dégradation des matières organiques est le résultat du métabolisme bactérien.

En Algérie, le procédé le plus répandu dans les stations d'épuration pour assurer un traitement secondaire est celui des boues activées. Parmi les traitements biologiques, on distingue les procédés intensifs et extensifs.[3]

II.4.1. Les procédés intensifs :

II.4.1.1. Lits bactériens :

L'épuration des eaux par lit bactérien est une méthode biologique utilisant des cultures fixées. Ce système est généralement employé pour les eaux fortement chargées. Les micro-organismes épurateurs sont fixés sur un support poreux, comme la pierre ponce, la pierre volcanique, le plastique, les cailloux, etc., formant ainsi une pellicule bactérienne. L'effluent est ensuite réparti sur toute la surface du lit par une grille de répartition, puis il percole lentement à travers le massif filtrant, favorisant la prolifération des micro-organismes. Parfois, une recirculation de l'effluent est nécessaire pour compléter le traitement. Lorsque la pellicule bactérienne devient trop épaisse, elle se détache naturellement et doit être séparée de l'effluent par décantation. L'eau est ensuite dirigée vers un décanteur secondaire (ou clarificateur) pour éliminer les éventuelles boues restantes.[3]

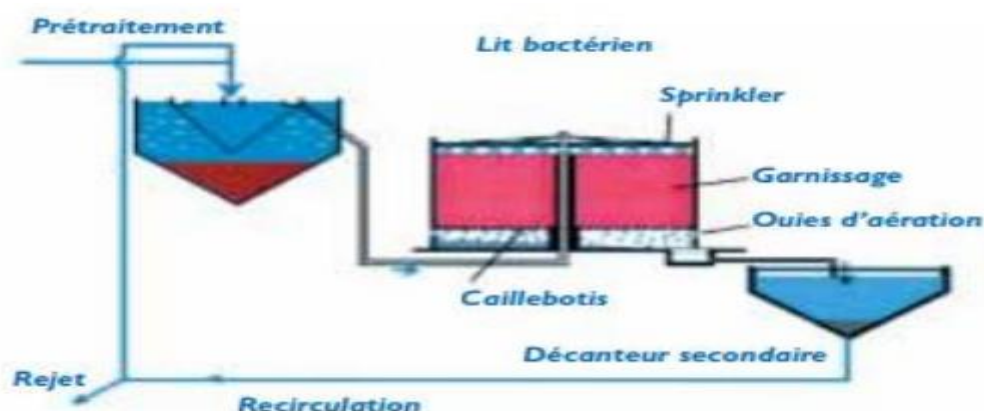


Figure II.4: schéma d'une unité de traitement à lit bactérien.

II.4.1.2. Disques biologiques :

Les disques biologiques sont une méthode de traitement biologique aérobie utilisant une biomasse fixe. Dans ce système, les micro-organismes épurateurs sont soutenus par des disques partiellement immergés dans l'effluent et sont animés d'un mouvement circulatoire qui assure à la fois le mélange et l'aération. Dans la phase immergée, la biomasse absorbe la matière organique qu'elle dégrade par fermentation aérobie grâce à l'oxygène atmosphérique. Ce procédé est adapté aux besoins des petites et moyennes agglomérations.[4]

II.4.1.3. Les boues activées :

Le procédé d'épuration par boues activées implique le contact direct de l'effluent avec un mélange riche en bactéries par agitation pour dégrader la matière organique dissoute ou en suspension. Une aération importante est nécessaire pour soutenir l'activité des bactéries et permettre la dégradation.

Ce processus comprend les éléments suivants :

- Un bassin d'aération : cet équipement oxygène le milieu pour favoriser l'activité bactérienne, c'est-à-dire l'oxydation de la matière organique.

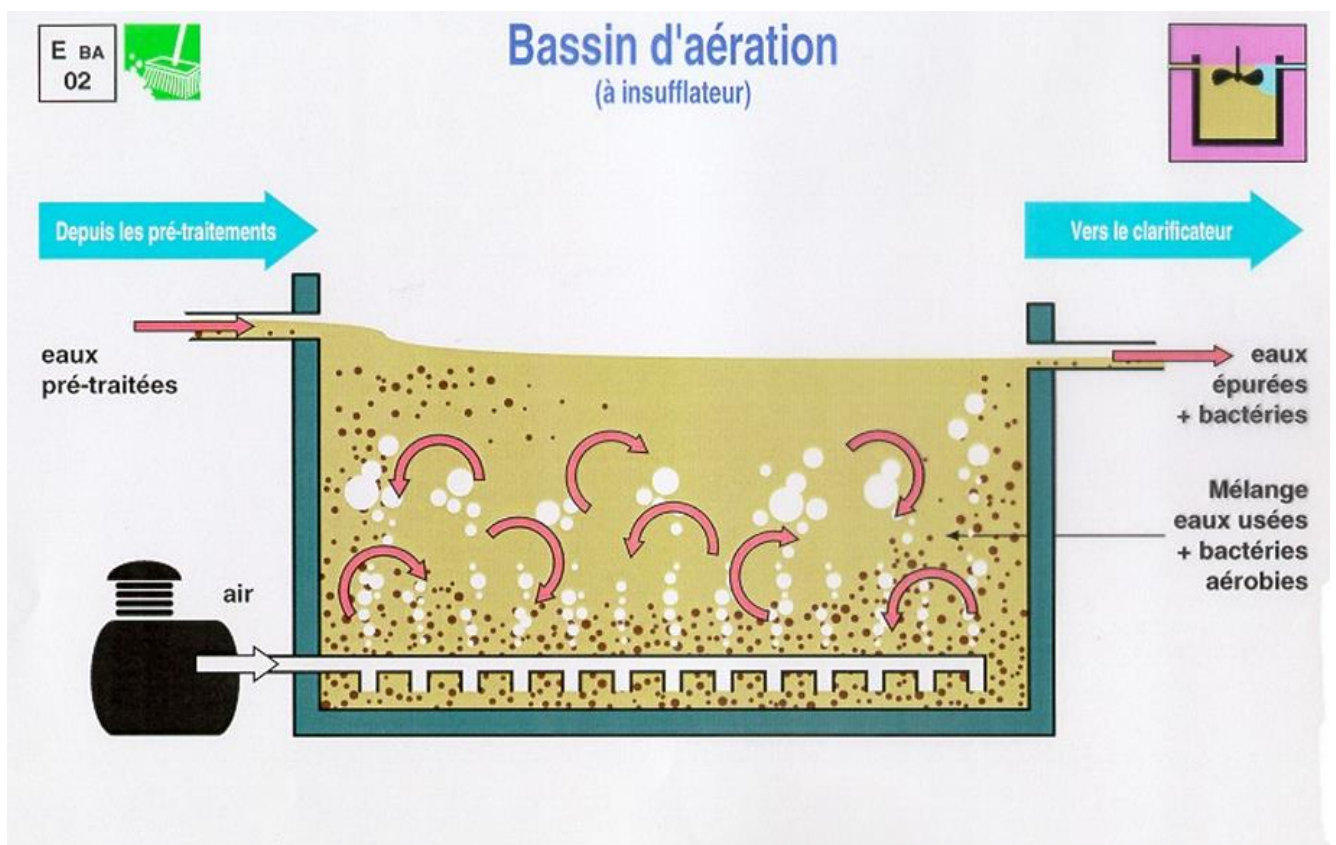


FIGURE II.5: UN BASSIN D'AERATION.

- Un clarificateur : également appelé décanteur secondaire, il sépare l'effluent des boues avant le rejet des eaux ou un éventuel traitement tertiaire.



FIGURE II.6: UN DECANTEUR.

- Un dispositif de recirculation des boues : il retourne les boues récupérées dans le clarificateur vers le bassin d'aération pour maintenir une concentration constante en micro-organismes.
- Un dispositif de brassage : il prévient les dépôts et améliore le contact entre les bactéries et la matière organique, optimisant ainsi le traitement.

Dans le bassin d'aération, l'effluent est mis en contact avec les micro-organismes épurateurs en présence d'oxygène, favorisant leur croissance aux dépens des matières biodégradables. Cela entraîne la formation de flocons décantables, éliminés ensuite dans le clarificateur. En ce qui concerne les boues décantées, une partie est renvoyée en tête de station, tandis que l'autre partie est dirigée vers une filière de traitement des boues.[5]

II.4.2. Les procédés extensifs :

II.4.2.1. Le lagunage :

Le lagunage est une méthode d'épuration qui utilise des bassins naturels où l'eau à traiter séjourne pendant une période prolongée. Il existe deux types de lagunage :

II.4.2.1.1. Le lagunage naturel :

Dans cette approche, les bassins utilisent des processus naturels tels que la photosynthèse, la biodégradation, et la sédimentation pour éliminer les polluants. Les eaux usées sont introduites dans les bassins où elles subissent un traitement biologique et une clarification avant d'être rejetées.

II.4.2.1.2. Le lagunage aéré :

Cette méthode implique l'ajout d'oxygène dans les bassins à l'aide de dispositifs d'aération mécaniques. Cela favorise la croissance des bactéries aérobies qui décomposent les matières organiques. Le lagunage aéré permet généralement un traitement plus rapide et plus efficace que le lagunage naturel.

II.5. Les traitements tertiaires :

Le traitement tertiaire est une procédure utilisée pour traiter les effluents contenant des matières organiques difficilement biodégradables. Son utilisation dépend des caractéristiques de l'effluent ainsi que de la qualité d'eau requise avant le rejet ou la réutilisation. Le coût des réactifs et des équipements est un facteur déterminant dans le choix d'appliquer un traitement tertiaire.[5]

II.5.1. La désinfection :

La désinfection des eaux usées est parfois nécessaire pour éviter une contamination microbienne pouvant compromettre divers usages de l'eau, tels que la consommation humaine, les activités récréatives et la pêche. Les moyens de désinfection doivent être efficaces contre les micro-organismes pathogènes, ne pas générer de sous-produits indésirables, et ne pas être nocifs pour les humains et la vie aquatique.

Voici les principaux moyens de désinfection des eaux usées utilisés dans le monde :

II.5.1.1. Chloration :

- Efficace contre les bactéries mais moins contre les virus.
- Avantageux économiquement mais nécessite des mesures de sécurité pour le personnel et peut avoir un impact environnemental.

II.5.1.2. Chloration-déchloration :

- Permet d'éliminer la toxicité associée au chlore.
- Augmente les coûts et les risques pour le personnel et la sécurité publique.
- Moins dommageable sur le plan environnemental que la chloration simple mais peut entraîner des sous-produits indésirables.

II.5.1.3. Ozone :

- Action rapide et efficace sur les bactéries et les virus.
- Génère peu de produits secondaires indésirables.
- Plus sécuritaire que la chloration mais entraîne des coûts plus élevés.
- Préviend la formation de produits organochlorés.

II.5.1.4.Rayonnement ultraviolet :

- Utilisation de lampes à rayons ultraviolets pour désinfecter les eaux.
- Ne forme pas de produits secondaires indésirables.
- Procédé simple et sécuritaire, mais son efficacité diminue avec l'augmentation des matières en suspension.
- Coûts comparables aux systèmes de chloration-déchloration.

II.5.2.La déphosphatation :

La déphosphatation, ou élimination du phosphore, est nécessaire car le phosphore présent dans les eaux usées peut favoriser une croissance excessive d'organismes végétaux, tels que les algues et les plantes aquatiques, entraînant ainsi l'eutrophisation du milieu récepteur. Pour éliminer le phosphore des eaux usées, il doit être fixé sur des solides qui peuvent ensuite être séparés de l'effluent par un processus physique.

Les méthodes courantes d'élimination du phosphore comprennent :

II.5.2.1.Précipitation chimique :

Cette méthode implique l'ajout de produits chimiques tels que des sels de fer, d'aluminium ou de calcium aux eaux usées. Ces produits chimiques réagissent avec le phosphore pour former des précipités insolubles, qui peuvent ensuite être séparés de l'eau par décantation ou filtration.

II.5.2.2.Voie biologique :

Certains micro-organismes présents dans les stations d'épuration ont la capacité de stocker le phosphore sous forme de polyphosphates lorsqu'ils sont soumis à des conditions spécifiques. Ensuite, ces polyphosphates peuvent être éliminés avec les boues activées pendant le traitement des eaux usées. Ce processus nécessite généralement un contrôle précis des conditions de traitement pour favoriser l'accumulation de polyphosphates dans les micro-organismes.

II.5.2.3.Technologies particulières :

Il existe également des technologies moins courantes qui utilisent divers mécanismes pour éliminer le phosphore des eaux usées. Cependant, ces méthodes sont souvent plus complexes et moins répandues que la précipitation chimique ou la voie biologique.

II.5.3.L'élimination de la pollution azotée :

L'élimination de la pollution azotée dans les eaux urbaines peut être réalisée par voie biologique, simultanément à l'élimination de la pollution carbonée, à condition que les paramètres de dimensionnement des installations soient correctement définis.

Dans les stations d'épuration, les micro-organismes présents dans les boues activées ont la capacité de dégrader les composés azotés présents dans les eaux usées. Ce processus biologique implique généralement deux étapes principales :

II.5.3.1.Nitrification :

Pendant cette étape, les bactéries nitrifiantes convertissent l'ammonium (NH_4^+) présent dans les eaux usées en nitrites (NO_2^-) puis en nitrates (NO_3^-). Ce processus se déroule sous des conditions aérobies dans les bassins d'aération de la station d'épuration.

II.5.3.2.Dénitrification :

Les bactéries dénitrifiantes utilisent les nitrates présents dans les eaux usées comme source d'oxygène pour dégrader les composés organiques présents. Ce processus se déroule dans des zones anaérobies de la station d'épuration.

II.6.Traitement des boues :

Les boues résiduaires sont le produit des différentes étapes de traitement subies par les eaux usées. Elles peuvent poser des problèmes d'exploitation importants et engendrer des désordres graves dans de nombreux cas.



FIGURE II.7: LES BOUES.

Avant d'être rejetées ou réutilisées, les boues doivent subir un traitement qui comprend plusieurs étapes

II.6.1.Stabilisation des boues :

L'objectif de la stabilisation est d'éliminer toutes les matières organiques fermentescibles. Cette élimination n'est jamais totale et ne concerne pas les matières à fermentation lente, qui peuvent perdurer pendant plusieurs mois. La stabilisation peut être réalisée de manière aérobie ou anaérobie.

II.6.2.Epaississement des boues :

Cette étape vise à réduire le volume des boues sans nécessiter une dépense d'énergie significative. Il s'agit de la méthode la plus simple pour réduire le volume des boues.

II.6.3.Déshydratation des boues :

La déshydratation des boues constitue la dernière étape de réduction de leur volume. Plusieurs techniques sont utilisées à cet effet, telles que la déshydratation sur lits de séchage et la déshydratation mécanique.

Le traitement des boues doit répondre à au moins l'un des objectifs suivants :

- Réduction du volume total des boues.
- Réduction du pouvoir fermentescible des boues.

II.7.Conclusion :

L'épuration des eaux usées à l'aide des différents procédés permet d'éliminer une grande partie des polluants, produisant ainsi des boues en tant que sous-produit du processus d'épuration. Le choix du procédé est conditionné par les caractéristiques de l'eau à purifier et de sa réutilisation, ainsi que par la nature du milieu récepteur. Une fois les eaux usées épurées, elles peuvent être rejetées sans risque majeur de contamination ou de pollution.

CHAPITRE III : DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'EPURATION

III.1.Introduction :

Au cours de ce chapitre, on va dimensionner les différents ouvrages de la chaîne de traitement à boues activées pour deux horizons à moyen et long terme. Il est essentiel de connaître les caractéristiques physico-chimiques des eaux usées évacuées dans cette région et leurs origines afin de réaliser une épuration conforme aux normes de notre objectif .

Calculs de base pour le dimensionnement : Tous les ouvrages de la station ont été dimensionnés pour traiter les eaux usées à l'horizon 2054 .

III.2.Estimation des débits :

Le calcul des débits des eaux usées rejetées se déduit de celui des besoins en eau potable par application d'un coefficient de rejet estimé à 80 %.

Le débit des eaux potables est calculé en se basant sur trois débits partiels :

- Le débit de consommation en eau pour le secteur domestique.
- Le débit des eaux des équipements.
- Le débit des eaux parasites.

Le débit total vaut : Débit des eaux domestiques + débit des eaux des équipements + débit des eaux parasites

En effet, Le volume d'eau journalier consommé par habitant est estimé sur la base de la dotation qui est prise égale à 150 l/hab/j selon la DRE de Batna.

Aussi les besoins en eau des équipements sont évalués en utilisant un taux de majoration de 15% de la consommation en eau potable de la population, et 5% pour les eaux parasites.

III.2.1.1.Calcul du débit de consommation en eau potable pour la population urbaine :

Ce débit est donné par la formule suivante :

$$- Q_{con} = Nbr * dot$$

Avec :

- Nbr : nombre d'habitant.
- dot : dotation (150l/hab/j).

III.2.1.2.Calcul du débit des équipements et les eaux parasites :

Il est donné par la relation suivante :

- $Q_{eq} = Q_{con} * 0.15$
- $Q_{ep} = Q_{cons} * 0.05$

Avec :

- Q_{con} : Débit de consommation en eau potable.

III.2.1.3.Calcul du débit total en eau potable :

C'est la somme des débits (débit de consommation , le débit des équipements et le débit des eaux parasites).

- $Q_{tot} = Q_c + Q_{eq} + Q_{ep}$

Les résultats des calculs des débits en eau potable pour les deux horizons sont résumés sur le tableau ci-dessous :

Tableau III.1: Les résultats des calculs des débits en eau potable.

Horizons de calcul	2054
population	25603
Qconsommation (m3/j)	3840.45
Qéquipements (m3/j)	576.06
Qeauxparasites(m3/j)	192.02
Qtotal (m3/j)	4608.54

III.2.2.Evaluation des rejets :

Il s'agit de déterminer :

- Le débit moyen journalier : « $Q_{moy\ j}$ » (m3/j)
- Le débit moyen horaire : « $Q_{moy, h}$ » (m3/h)
- Les débits de pointe en temps sec « Q_{pts} » et en temps de pluie « Q_{ptp} »
- le débit diurne « Q_d »

III.2.2.1.le débit moyen journalier :

Le débit moyen journalier se calcule comme suit :

- $Q_{moy,j} = Q_{total} \cdot C_r$

Avec :

- C_r : coefficient de rejet. ($C_r = 0.8$).

- $Q_{moy,j} = 4608.54 \times 0.8 = 3686.83 \text{ m}^3/\text{j}$

III.2.2.2.débit moyen horaire :

Il est donné par la relation suivante : $Q_{moy,h} = Q_{moy,j} / 24$

- $Q_{moy,h} = 3686.83 / 24 = 153.52 \text{ m}^3/\text{h}$

III.2.2.3.le débit de pointe en temps sec :

On le calcule par la relation suivante : $Q_{pte} = Q_{moy,j} \times C_p$

- C_p : coefficient de pointe.
- $C_p = 1.5 + (2.5 / \sqrt{Q_{moy,j}})$
 → Si $Q_{moy,j} > 2,8 \text{ l/s}$
- $C_p = 3$
 → Si $Q_{moy,j} \leq 2,8 \text{ l/s}$

On a $Q_{moy,j} = 42.67 \text{ l/s}$, donc $c_p = 1.88$

- $Q_{pte} = 80.22 \text{ l/s} = 0.0802 \text{ m}^3/\text{s}$

III.2.2.4.Débit de pointe en temps de pluie :

On prend une dilution de 3 et on trouve :

$$Q_{ptp} = 3 \times 42.67 = 128.01 \text{ l/s}$$

III.2.2.5.le débit diurne :

Le débit moyen diurne correspond à la période diurne de 16 heures consécutives au cours de laquelle la station reçoit le plus grand volume d'eau usée, soit :

- $Q_d = Q_{moy,j} / 16$

Alors on trouve :

- $Q_d = 3686.83 / 16 = 230.43 \text{ m}^3/\text{h}$

III.3. Evaluation des charges polluantes :

Tableau III.2 : Evaluation des charges polluantes à l'entrée de la station.

Charge polluantes	Concentration (mg/l)
DBO5	450

MES	542
DCO	850
NTK	24
Ptot	13

(source : CTH BATNA)

On a le rapport DCO/DBO = 1.88 , ce qui correspond à un effluent facilement biodégradables

III.3.1. La charge moyenne journalière en DBO5:

$$L0 = C_{DBO5}(\text{Kg/m}^3) \times Q_j(\text{m}^3/\text{j})$$

Avec :

- L0 : charge moyenne journalière en DBO5
- C DBO5 : la concentration en DBO5 moyenne (Kg / m³).
- Q J : débit moyen journalier en (m³ / j).

Nous avons C_{DBO5} = 450 mg /l.

III.3.2. La charge moyenne journalière en DCO:

$$L0 = C_{DCO}(\text{Kg/m}^3) \times Q_j(\text{m}^3/\text{j})$$

Avec :

- L0 : charge moyenne journalière en DCO
- C DCO : la concentration en DCO moyenne (Kg / m³).
- Q J : débit moyen journalier en (m³ / j).

Nous avons C_{DCO} = 850 mg /l.

III.3.3. La charge moyenne journalière en MES :

$$N0 = C_{MES}(\text{kg /m}^3) \times Q_j(\text{m}^3 / \text{j})$$

Avec :

- N0 : charge moyenne journalière en MES.
- C MES : la concentration moyenne en MES (Kg / m³)

. Nous avons : C_{MES} = 542 mg/l.

Tableau III.3: Les bases de dimensionnement des ouvrages.

Horizon de calcul		2054
Capacité de la station		25603
Débit journalier	m ³ /j	3686.83
Débit horaire	m ³ /h	153.52
Débit de pointe de temps sec	l/s	80.22
Débit de pointe de temps de pluie	l/s	128.01
Débit diurne	m ³ /h	230.43
Charge journalière en DBO5	Kg/j	1659.07
Charge journalière en MES	Kg/j	1998.26
Charge journalière en DCO	Kg/j	3133.8
Charge journalière en NTK	Kg/j	88.48
Charge journalière en Ptot	Kg/j	47.92

III.4. Dimensionnement des ouvrages de la station :

III.4.1. Le prétraitement :

III.4.1.1. Dégrilleur :

Pour dimensionner un dégrilleur, il est nécessaire de calculer la surface de la grille en utilisant la formule de KIRSCHMER :

$$S = \frac{Q_{ptp}}{V_e}$$

Tel que :

- S : surface de la grille.
- Q_{ptp} : Débit de pointe de temps de pluie (m³/s)
- V_e : Vitesse de passage à travers la grille (m/s), comprise entre 0.3 et 1.2 m/s.

Largeur de la grille :

donnée par cette formule : $L = \frac{S \cdot \sin\theta}{h_{\max} \cdot (1-a) \cdot c}$

- h_{\max} : Hauteur maximum admissible de l'eau sur la grille, $h_{\max} = (0.15 \text{ à } 1.5 \text{ m})$. [8]

- θ : l'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontal, $\theta = (60^\circ \text{ à } 80^\circ)$.

- a : Coefficient de passage libre donné par la relation suivante : $a = \frac{d}{d+e}$

avec :

- d : diamètre des barreaux de la grille.

- e : espacement entre les barreaux.

Tableau III.4: Espacement et épaisseurs des barreaux. [6]

Paramètre	Grilles grossières	Grilles fines
d (cm)	2,00	1,00
e (cm)	5 à 10	0,3 à 1

C : Coefficient de colmatage qui dépend de la qualité d'eau et du système de reprises des résidus.

- Pour une grille manuelle : $0.1 < C < 0.3$

- Pour une grille mécanique : $0.4 < C < 0.5$

Calcul les pertes de charges :

sont calculées par l'équation de KIRSCHMER :

$$\Delta H = \beta \cdot \left(\frac{d}{e}\right)^{\frac{4}{3}} \cdot \sin\theta \cdot \left(\frac{Ve^2}{2 \cdot g}\right)$$

Avec :

ΔH : les pertes de charges (m)

d : Diamètre des barreaux (m)

e : Espacement entre les barreaux

θ : Angle d'inclinaison de grille par rapport à l'horizontal

β : Coefficient qui tient compte de la forme des barreaux

g : accélération du pesanteur ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$)

Les valeurs de β sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III.5: valeurs de β . [3]

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

On prend $\beta = 2.42$

III.4.1.1.1. Pour le dégrilleur grossier :

Tableau III.6: Résultats du dimensionnement pour le dégrilleur grossier.

Horizon de calcul		2054
Débit de pointe de temps de pluie	l/s	128.01
Vitesse de passage à travers la grille (V_e)	(m/s)	1
Coefficient de colmatage (C)	-	0.4
h_{max}	(m)	1
l'inclinaison de la grille (θ)	°	70

diamètre des barreaux (d)	(cm)	2
espacement entre les barreaux (e)	(cm)	5
Coefficient de passage libre (a)	-	0.268
la surface de la grille (S)	(m ²)	0.128
Largeur de la grille (L)	(m)	0.41
les pertes de charges (ΔH)	(m)	0.034

III.4.1.1.2. Pour le dégrilleur fin :

Tableau III.7: Résultats du dimensionnement pour le dégrilleur fin.

Horizon de calcul		2054
Débit de pointe de temps de pluie	l/s	128.01
Vitesse de passage à travers la grille (V_e)	(m/s)	1
Coefficient de colmatage (C)	-	0.4
h_{max}	(m)	1
l'inclinaison de la grille (θ)	°	70
diamètre des barreaux (d)	(cm)	1
espacement entre les barreaux (e)	(cm)	0.5
Coefficient de passage libre (a)	-	0.67
la surface de la grille (S)	(m ²)	0.128

Largeur de la grille (L)	(m)	0.91
les pertes de charges (ΔH)	(m)	0.29

Les dimensions des deux dégrilleurs sont très petites, alors nous avons choisi un dégrilleur commercial avec les caractéristiques suivantes :

la surface de la grille (S)	(m ²)	1
Largeur de la grille (L)	(m)	0.5
Longueur de la grille (L)	(m)	2

III.4.1.2. Désableur - dégraisseur:

Lorsqu'il s'agit des eaux usées urbaines, le dessableur et le dégraisseur sont effectués dans le même ensemble, à condition de choisir l'ouvrage ayant un volume plus important. On a pour le dimensionnement :

Pour qu'il y ait une sédimentation des particules, on doit vérifier :

- $L/H \leq V_e/V_s$

Avec :

- V_e : Vitesse d'écoulement $V_e = 0.20$ à 0.50 m/s. [6]
- V_s : Vitesse de sédimentation $V_s = 40$ à 70 m/h. [6]
- L : longueur du bassin.
- H : profondeur du bassin $H = (1$ à $2.5)$ m. [6]

Le désableur - dégraisseur doit être dimensionné avec l'un des rapports suivant :

- $L/H = 10$ à 15 . [6]
- $B/H = 3$.

Avec :

- B: largeur du bassin

Le dimensionnement s'effectue selon les formules suivantes :

La surface horizontale (S_h) :

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

Le volume du bassin (V) :

$$V = Q_{ptp} * ts$$

La longueur (L) :

$$\frac{L}{H} = 10$$

La largeur (l) :

- $Sh = L * l$

Tel que :

- V : volume du bassin (m³)
- l : Largueur du bassin (m)
- Ts : Le temps de séjour de 8 à 15 minutes pour le dégraisseur.

Le volume d'air à insuffler dans le dessaleur :

Il s'agit de la quantité d'air requise pour permettre la libération de graisses sur la surface du bassin. Le débit d'air varie entre 1 et 1,5 m³ d'air par m³ d'eau. [5]

- $Q_{air} = Q_{ptp} . V_{air}$

Tableau III.8: Résultats du dimensionnement pour le déssableur - dégraisseur.

Horizon de calcul		2054
Débit de pointe de temps de pluie	l/s	128.01
Profondeur du bassin (H)	(m)	1.5
Le temps de séjour(ts)	(min)	10
La surface horizontale (Sh)	(m ²)	51.2

Le volume du bassin (V)	(m ³)	76.8
La longueur (L)	(m)	15
Largueur du bassin (l)	(m)	3.41
Le volume d'air à insuffler(V _{air})	(m ³)	1.5
Le debit d'air(Q _{air})	(m ³ /s)	0.192

III.4.1.2.1. Calcul les quantités de matières éliminées par le dessableur-dégraisseur :

Il est connu que le procédé de dessablage élimine environ 70% des matières minérales. Elles constituent 30% du MES. 30% des MM et 70% des MVS sont présents dans les MES. [3]

$$\text{MES} = 70\% \text{ MVS} + 30\% \text{ MM}$$

Horizon 2054 :

La charge en MES à l'entrée de dessableur est $\text{MES} = 1998.26 \text{ Kg/j}$

- Les matières volatiles en suspension MVS contenues dans les MES sont :
- $\text{MVS} = 1998.26 \times 0,7 = 1398.78 \text{ Kg/j}$
- Les matières minérales contenues dans les MES sont :
- $\text{MM} = 1998.26 \times 0,3 = 599.48 \text{ Kg/j}$
- Les matières minérales éliminées : Un dessableur permet d'éliminer 70% des matières minérales totales :
- $\text{MM}_{\text{eli}} = 599.48 \times 0,70 = 419.63 \text{ Kg/j}$
- Les matières minérales à la sortie de dessableur :
- $\text{MM}_{\text{Sort}} = \text{MM} - \text{MM}_{\text{eli}} = 599.48 - 419.63 = 179.84 \text{ Kg/j}$
- Les MES à la sortie de dessableur:
- $\text{MES}_{\text{Sort}} = \text{MVS} + \text{MMS} = 1398.78 + 179.84$
- $\text{MES}_{\text{Sort}} = 1578.62 \text{ Kg/j}$

Tableau III.9: Résultats des quantités de matières éliminées par le dessableur-dégraisseur .

Horizon de calcul		2054
La charge en MES à l'entrée de dessableur(MES _{tot})	Kg/j	1998.26

Les matières volatiles en suspension (MVS)	Kg/j	1398.78
Les matières minérales contenues dans les MES(MM)	Kg/j	599.48
Les matières minérales éliminées(MMeli)	Kg/j	419.63
Les matières minérales à la sortie de dessableur(MMsort)	Kg/j	179.84
Les MES à la sortie de dessableu(MESsort)	Kg/j	1578.62

III.4.2. Traitement biologique :

Compte tenu de l'effluent à traiter et du niveau de rejets requis. Par conséquence, le traitement biologique se fera dans un bassin biologique de forme rectangulaire. Un bassin d'aération et un décanteur secondaire indépendant sont prévus pour une bonne flexibilité et une bonne facilité de maintenance et d'exploitation.

La performance et la facilité d'opération sont les raisons principales favorisant ce système biologique de traitement.

- Le rendement d'épuration R :

$$R = \frac{\text{Concentration de } DBO5_{\text{entrée}} - \text{Concentration de } DBO5_{\text{sortie}}}{\text{Concentration de } DBO5_{\text{entrée}}} * 100 = \frac{450-30}{450} = 93.33\%$$

D'après le rendement d'épuration, le type de procédés par boues activées est un procédés à faible Charge.

Tableau III.10: charges massique et volumique.[9]

Type de charge	Charge volumique appliquée	Charge massique appliquée
Faible charge	0,3 < Cv < 0,6	0,1 < cm < 0.2

Moyenne Charge	$0,6 < C_v < 1,5$	$0,2 < C_m < 0,5$
Forte charge	$1,5 < C_v$	$0,5 < C_m$

Pour notre cas : un traitement a boues activées à faible charge. On prend :

- Une charge volumique : $0,3 < C_v < 0,6$ kg DBO5/j/m³
- On prend une charge volumique : $C_v = 0,5$ kg DBO5/j/m³
- Une charge massique : $0,1 < C_m < 0,2$ (kg DBO5/kg MVS/j)
- On prend une charge massique : $C_m = 0,2$ kg DBO5/kg MVS/j

III.4.2.1. Dimensionnement du bassin d'aération :

La hauteur du bassin est compris entre 3 et 5 m, on prend $H = 5$ m

- Calcul de la concentration de l'effluent en DBO5(S_0) :

$$S_0 = \frac{L_0}{Q_{moy.j}}$$

- Calcul de la charge polluante à la sortie du bassin L_f :

On prend $S_f = 30$ mg/l

$$L_f = S_f \cdot Q_{moy.j}$$

- Calcul de la charge à éliminée L_e :

$$L_e = L_0 - L_f$$

- Calcul du volume du bassin d'aération V : On prend : $C_v = 0,5$

$$V = \frac{L_0}{C_v}$$

- Calcul de la section horizontale Sh :

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

- Calcul de la largeur du bassin b :

On a :

- $L/l = 2$;
- $Sh = 2 \cdot l^2$ donc

- Calcul de la longueur du bassin L :

On a :

$$- L = 2*1$$

- La masse des boues dans les bassins :

Soit : $C_m = 0.2 \text{ kgDB05/kg MVS/j}$

$$X_t = \frac{L0}{C_m}$$

- La concentration des boues dans le bassin d'aération :

$$X_a = \frac{X_t}{V}$$

- Calcul du temps de séjours t_s :

1- Pour le débit de pointe par temps sec :

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

2- Pour le débit de pointe par temps pluie :

$$T_s = \frac{V}{Q_{ptp}}$$

Tableau III.11: Résultats du dimensionnement du bassin d'aération.

Paramètres	Unité	2054
Débit journalier ($Q_{moy.j}$)	(m^3/j)	3686.83
Débit de pointe par temps sec (Q_{pts})	(m^3/h)	288.79
Débit de pointe par temps pluie (Q_{ptp})	(m^3/h)	460.84
Volume du bassin (V)	m^3	3318.14
Surface du bassin (Sh)	m^2	663.62
Hauteur (H)	m	5
Longueur (L)	m	36.43
Largueur (l)	m	18.21

Temps de séjour (ts) Pour le débit de pointe par temps sec	h	11.49
Temps de séjour (ts) Pour le débit de pointe par temps pluie	h	7.2
Charge polluante à l'entrée du bassin (Lo)	Kg/j	1659.07
La charge polluante en DBO5 éliminée (Le)	Kg/j	1548.47
La charge polluante en DBO5 à la sortie du bassin (Lf)	Kg/j	110.6
Masse des boues dans le bassin (Xt)	kg	8295.35
Concentration des boues dans le bassin (Xa)	g/l	2.5

Calcul des besoins en oxygène :

Les besoins théoriques en oxygène sont déterminés par la relation suivante :

$$Q(O_2) = (a' * Le) + (b' * X_t)$$

Ou : Le : la charge (DBO5) éliminée (kg/j).

Xt : la masse totale des boues dans le bassin (kg) ou : $X_t = X_a * V$.

V : le volume du bassin d'aération,

a', b' : coefficients respiratoires ou :

a' : coefficient déterminant la fraction d'oxygène consommé pour fournir l'énergie du système de la matière Vivante $0.5 < a' < 0.65$. a' est en fonction de la charge massique pour notre cas : $a' = 0.59$

b' : fraction d'oxygène correspondant à la quantité de matière détruite par endogène pour fournir l'énergie d'entretien. b' = 0.08

Tableau III.12: Charge massique en fonction de a' et b'. [8]

Charge massique	0.09	0.1	0.15	0.2	0.3	0.4	0.5
a'	0.66	0.65	0.63	0.59	0.56	0.53	0.5
b'	0.06	0.07	0.075	0.08	0.085	0.09	0.1 à 1.2

- Quantité d'oxygène horaire Q (o2)h :

$$Q(O_2)h = \frac{Q(O_2)}{24}$$

- Quantité d'oxygène par 1m³ du bassin Q (o2)':

$$Q(O_2)' = \frac{Q(O_2)}{V}$$

- Quantité d'oxygène en cas de pointe Q (o2)pte :

$$Q(O_2)pte = (a' * Le / 16) + (b' * Xt / 24)$$

Tableau III.13. : Resultats des besoins en oxygène.

Paramètres	Unité	2054
Volume du bassin (V)	m ³	3318.14
Surface du bassin (Sh)	m ²	829.535
La charge polluante en DBO5 éliminée (Le)	Kg/j	1548.47
Masse des boues dans le bassin (Xt)	kg	8295.35
besoins théoriques en oxygène Q(O2)	Kg/j	1577.22
Quantité d'oxygène horaire Q(O2)h	Kg/h	65.72

Quantité d'oxygène par 1m ³ du bassin Q(O ₂)'	Kg /j*m ³	0.47
Quantité d'oxygène en cas de pointe (Q (o ₂)pte)	Kg/h	84.75

III.4.2.2. Bilan des boues :

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

$$\Delta X = X_{dur} + X_{min} + (a_m * L_e) - (b * X_t) - X_{eff}$$

Avec :

- ΔX : Boues en excès exprimé en (Kg/j)
- X_{min} : Boues minérales (30% de MES à la sortie du dessableur-degraisseur) en (kg/j)
- X_{dur} : Boues difficilement biodégradable (30% de MVS) en (kg/j)
- a_m : Augmentation de la biomasse par élimination de la DBO₅, $a_m=0.65$
- L_e : Charge de la DBO₅ éliminée en (kg/j)
- b : Diminution de la biomasse par respiration endogène $b = \frac{b'}{1.42} = 0.056$
- X_t : Boues organiques dans le bassin (MVS) en Kg
- X_{eff} : boues sortantes avec l'effluent de DBO₅ = 30 mg/l.

On a :

- $X_{min} = 30\% * MESSort$
- $X_{dur} = 30\% * MVS$

Calcul de la concentration des boues en excès:

$$X_m = \frac{1200}{I_m}$$

Avec :

- X_m : Concentration de boues en excès :
- I_m : L'indice de Mohlman (150 ÷ 100) on prend $I_m = 120$

Le débit de boues en excès :

$$Q_{exces} = \frac{\Delta X}{X_m}$$

Le débit spécifique par m³ de bassin :

$$- Q_{sp} = \frac{\Delta X}{V}$$

Le taux de recyclage :

$$- R = \frac{100 * (Xa)}{\frac{1200}{Im} - (Xa)}$$

Tel que :

- R : taux de recyclage (%)
- (Xa) : concentration des boues dans le bassin.

Débit de boues recyclés :

$$- Q_r = \frac{R * Q_{moy.j}}{100}$$

Age des boues :

$$- A_b = \frac{X_t}{\Delta X}$$

Tableau III.14: Resultats du bilan des boues.

Paramètres	Unité	2054
Débit journalier (Q _{moy.j})	(m ³ /j)	3686.83
MES _{sort}	(kg/j)	1578.62
X _{dur}	(kg/j)	331.51
X _{min}	(kg/j)	473.58
X _{eff}	(kg/j)	110.6
ΔX	(kg/j)	1236.46
Volume du bassin (V)	m ³	3318.14
X _m	(kg/m ³)	10
Q _{exces}	M ³ /j	123.65

Le débit spécifique par m ³ de bassin qsp	Kg/m ³ /j	0.37
Le taux de recyclage R	-	33.33
La charge polluante en DBO5 éliminée (Le)	Kg/j	1548.47
Débit de boues recycles (Qr)	M ³ /j	1216.65
Masse des boues dans le bassin (Xt)	kg	8295.35
Concentration des boues dans le bassin (Xa)	g/l	2.5
Age des boues Ab	jour	6.7

III.4.2.3. Dimensionnement du décanteur secondaire (clarificateur) :

Pour le calcul du décanteur secondaire, on prend les données suivantes :

le temps de séjour : $t_s = (1-2h)$ [3]

on prend :

- $t_s = 1,5h$

La vitesse ascensionnelle : $2.5 < V_a < 3$.

On prend :

- $V_a = 3m/h$

La surface horizontale du décanteur :

- $Sh = \frac{Q_{pts}}{V_a}$

Le volume du décanteur :

- $V = Q_{pte} * t_s$

La hauteur du décanteur : $H = (3-5)$ [3]

$$- H = \frac{V}{Sh}$$

Le diamètre du décanteur :

$$- D = \sqrt{\frac{4V}{\pi * H}}$$

Temps de séjour pour le débit de pointe par temps sec (tss):

$$- T_s = \frac{V}{Q_{pts}}$$

Temps de séjour pour le débit de pointe par temps pluie (tsp):

$$- T_s = \frac{V}{Q_{ptp}}$$

Tableau III.15: Resultats du dimensionnement du décanteur secondaire.

Paramètres	Unité	2054
Débit de pointe par temps sec (Qpts)	(m3/h)	288.79
Débit de pointe par temps pluie (Qptp)	(m3/h)	460.84
Volume du bassin (V)	m ³	691.26
Surface du bassin (Sh)	m ²	153.61
Hauteur (H)	m	4.5
diamètre (D)	m	14
Temps de séjour pour le débit de pointe par temps sec (tss)	h	2.39
Temps de séjour pour le débit de pointe par temps pluie (tsp)	h	1.5

III.5. Traitement tertiaire :

III.5.1. Dimensionnement d'un filtre à sable :

Pour le dimensionnement on utilisera le type européen de granulométrie moyenne de 0.8 à 1.5 mm et d'une épaisseur de 0.9 à 1.2 m

La surface du lit de sable Le calcul de la surface est en fonction de la vitesse de filtration optimal (v) qui varie entre 5 à 7 m/h tel que :

$$Q_{ptp} = v * Slit$$

Avec :

- *Slit* : Surface du lit (m²)
- v : Vitesse de filtration, on prendra v = 5 m/h

D'où :

$$Slit = Q_{ptp} / v = 92.17 \text{ m}^2$$

Les pertes de charge : Pour calculer les pertes de charges n'importe quel régime d'écoulement on utilisera la formule d'Ergun

$$\frac{\Delta p}{H} = \frac{150 * (1 - \epsilon) * V^2 * \mu}{\mu^3 * dp^2} + \frac{1.75 * (1 - \epsilon) * V^2 * \rho}{\mu^3 * dp}$$

Tel que :

ΔP : Perte de charge (m)

H : Hauteur du lit (m)

v : Vitesse de filtration (m/s)

dp : Diamètre moyen des particules (m)

ρ : Masse volumique du sable (kg/m³)

μ : Viscosité dynamique de l'eau à 20°C (Pa.s)

ϵ : Porosité initiale du lit

Tableau IV.16 : Propriétés du lit de filtration

d (mm)	ρ (kg/m ³)	ϵ	μ (Pa.s)	H (mm)
1	2610	0.4	10 ⁻³	1

D'où : $\Delta p = 1.24 \text{ m}$

Dimensionnement de rétro lavage :

On utilise la formule de Haider et Levenspiel pour calculer la vitesse de sédimentation :

$$U_t = U_t^* * [\rho_f^2 / (\mu_f * (\rho_p - \rho_f) * g)]^{-1/3}$$

$$U_t^* = [(18/ dp^2) + ((2,355 - 1,744 * \phi) / dp^{0,5})]^{-1}$$

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

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

Tableau IV.17 : 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	10 ⁻³
L'air sec	1,204	1,85*10 ⁻⁵

On obtient :

$$U_t^* = [(18/ (10^{-3})^2) + (2,355 - 1,744 * 1 / (10^{-3})^{0,5})]^{-1}$$

$$U_t^* = 5,55 * 10^{-8} \text{ m/s}$$

Pour la vitesse de sédimentation de l'eau :

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

$$U_t = 1,3 * 10^{-9} \text{ m/s}$$

Pour la vitesse de sédimentation de l'air :

$$U_t = 5,55 * 10^{-8} * [1,204^2 / (10^{-3} * (2610 - 1,204) * 9,81)]^{-1/3}$$

$$U_t = 3,14 * 10^{-9} \text{ m/s}$$

Le débit de lavage :

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

$$Q = 0,1 * U_t * S_{lit}$$

Pour le débit d'eau de lavage :

$$Q = 0,1 * 1,3 * 10^{-9} * 92,17$$

$$Q_{eau} = 1.2 \cdot 10^{-8} \text{ m}^3 / \text{s}$$

Pour le débit d'air de lavage :

$$Q = 0,1 * 3,14 * 10^{-9} * 92.17$$

$$Q_{air} = 2.89 * 10^{-8} \text{ m}^3 / \text{s}$$

La perte de charge de média filtrant :

C'est la masse de média présent dans le lit.

$$\Delta P = H * g * (1 - \epsilon_{lit}) * (\rho_p - \rho_f)$$

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

$$\Delta P_{eau} = 10^{-3} * 9.81 * (1 - 0.4) * (2610 - 1000) = 9.47 \text{ m}$$

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

$$\Delta P_{air} = 10^{-3} * 9.81 * (1 - 0.4) * (2610 - 1.204) = 15.35 \text{ m}$$

La durée d'une phase de rétrolavage :

La durée d'une phase de rétrolavage est fixée à 10 minutes avec une première injection d'air pendant 4 minutes suivie d'une injection d'eau pendant 6 minutes. On suppose qu'un rétrolavage tous les 2 jours est suffisant à maintenir une perte de charge raisonnable dans le filtre à sable. Des essais laboratoires permettraient de déterminer ces paramètres plus précisément en fonction du pouvoir colmatant de l'eau brute

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

$$V_{air} = Q_{air} * trv$$

$$trv = 4 \text{ min}$$

$$V_{air} = 2.89 * 10^{-8} * 60 * 4 = 6.93 * 10^{-6} \text{ m}^3$$

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

$$V_{eau} = Q_{eau} * trv$$

Tel que :

$$trv = 6 \text{ min}$$

$$V_{eau} = 1.2 * 10^{-8} * 60 * 6 = 4.32 * 10^{-6} \text{ m}^3$$

Tableau IV.18: Resultats du dimensionnement d'un filtre à sable.

Paramètres	Unité	2054
------------	-------	------

La surface du lit de sable (Slit)	(m ²)	92.17
Les pertes de charge d'un filtre à sable (ΔP)	(m)	1.24
La vitesse de sédimentation de l'eau du média filtrant (<i>Ut_eau</i>)	(m/s)	$1.3 * 10^{-9}$
La vitesse de sédimentation de l'air du média filtrant (<i>Ut-air</i>)	(m/s)	$3,14 * 10^{-9}$
Débit d'eau de lavage (<i>Qeau</i>)	(m ³ /s)	$1.2 * 10^{-8}$
Débit d'air de lavage (<i>Qair</i>)	(m ³ /s)	$2.89 * 10^{-8}$
La perte de charge de l'eau du média filtrant (ΔP_{eau})	m	9.47
La perte de charge de l'air du média filtrant (ΔP_{air})	m	15.35
Volume d'air à la phase de rétro-lavage (<i>Veau</i>)	m ³	$4.32 * 10^{-6}$
Volume d'air à la phase de rétro-lavage (<i>Vair</i>)	m ³	$6.93 * 10^{-6}$

III.6. Traitement des boues :

Il n'est pas indispensable de traiter les boues du traitement par boues activées à faible charge dans le stabilisateur, car elles sont fortement minéralisées.

Une fois qu'elles ont été épaissées, les boues sont directement envoyées aux lits de séchage.

III.6.1.Épaississeur :

Il reçoit les boues issues du décanteur secondaire.

La production journalière des boues est de :

Boues issues du décanteur secondaire :

Boues secondaires ΔX (Représente les boues en excès).

- La concentration des boues :

A l'entrée de l'épaississeur les boues fraîches ont les concentrations moyennes suivantes :

- Boues secondaire : $(10\div 30)$ g/l [6]
- On prend $S_s = 20$ g/l

Le débit arrivant du décanteur secondaire :

- $Q_s = \Delta X / S_s$

Le volume de l'épaississeur :

- $V = Q_s * t_s$

Avec :

- T_s : temps de séjours = 2j

La surface horizontale :

On prend une profondeur de $H = 4$ m.

On a :

- $S_h = V/H$

Le diamètre :

Notre épaississeur a une forme circulaire de diamètre :

- $D = \sqrt{\frac{4 * S_h}{\pi}}$

Caractéristiques des boues épaissies :

La concentration des boues après épaississement par décantation est de l'ordre de 80à100 g/l.

On prend :

- $C_{be} = 90$ g/l

Calcul du débit des boues épaissies :

- $Q_d = \Delta X / C_{be}$

III.6.2.Lits de séchage :

Nous avons choisi les dimensions suivantes :

- $l = 5$ m , $L = 10$ m , $H = 0.5$ m

Le volume de boues épandues sur chaque lit :

- $V = l * L * H$

La quantité des boues à extraire quotidiennement est :

- $V1 = Qd$.

Nombre de lits nécessaires à chaque épandage :

- $N > V1 / V$

Volume des boues épandues par lit et par an :

Il est généralement admis que chaque lit sert 12 fois par an :

- $V2 = 12 * V$.

Volume des boues à sécher par an :

- $Vbs = V1 * 365$.

Nombre de lits nécessaire :

- $N > Vbs / V2$.

Surface nécessaire :

- $S = S0 * N$.

Où : So c'est la surface du lit de séchage :

- $S0 = 1 * L$.

Tableau III.19: Resultats du dimensionnement de la filière du traitement des boues.

Paramètres	Unité	2054
Epaississeur		
les boues en excès (ΔX)	(Kg/j)	1236.46
Le débit arrivant du décanteur secondaire (Qs)	(m ³ /j)	61.82
Le volume de l'épaississeur (V)	m ³	123.64
La surface horizontale (Sh)	M ²	30.91
Le diamètre (D)	m	6.27
Le débit des boues épaissies (Qd)	(m ³ /j)	13.74
Lits de séchage		

Le volume de boues épandues (V)	m ³	25
La quantité des boues à extraire quotidiennement (V1)	(m ³ /j)	13.74
Nombre de lits nécessaires à chaque épanchage (N)	-	1
Volume des boues épandues par lit et par an (V2)	m ³	300
Volume des boues à sécher par an (Vbs)	m ³	5015.1
Nombre de lits nécessaire (N)	-	17
la surface du lit de séchage (S0)	M ²	50
Surface nécessaire (S)	M ²	850

III.7. Conclusion :

Les traitements biologiques utilisent des micro-organismes naturellement présents dans les eaux, concentrés dans les bassins d'épuration. Le bassin d'aération est l'élément le plus important d'une station d'épuration utilisant un procédé biologique. Pour cette raison, il doit être dimensionné avec précision.

CHAPITRE IV : CALCUL HYDRAULIQUE

IV.1. Introduction :

Au cours de ce chapitre, nous allons évaluer les structures qui permettent la circulation de l'eau d'un bassin à un autre. L'objectif de ces calculs sera de mesurer les conduites reliant les ouvrages . Les niveaux de radier des différents éléments sont nécessaires pour garantir le bon fonctionnement de la station de point de vue hydraulique.

IV.2. Profil hydraulique :

Le calcul du profil hydraulique implique de déterminer les divers niveaux d'eau le long de la chaîne de traitement, ce qui nous permet d'identifier la position de la ligne de charge. Les cotes du terrain naturel dans les zones où les ouvrages sont implantés sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Cotes moyennes du terrain naturel des différents ouvrages de la station.

Ouvrage	Côte terrain naturel (m)
Dégrilleur	903.24
Déssableur- Dégraisseur	899.97
Bassin d'aération	898.48
Clarificateur	898.26
Filtre a sable	897.68

IV.2.1. Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages :

L'expression de perte de charge est exprimée par la formule de DARCY WEISBACH :

$$\Delta H = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} = C_p A - C_p B$$

Avec :

- CpA : côte du plan d'eau au point A
- CpB : côte du plan d'eau au point B
- K : Coefficient de perte de charge,
- Q : débit totale, Q = 0,128 m³/s
- L : Longueur de la conduite en (m).
- β : Coefficient dépendant du régime d'écoulement,
- m : Coefficient dépendant du type de matériau de la conduite,

- D : Diamètre de la conduite en mm.

Le diameter :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K \cdot L \cdot Q^\beta}{CPA - CPB}}$$

Les valeurs des coefficients m, K, β dépendent du type du matériau, on a choisi le PEHD alors :

- K=0,001052 , m=4,774 , $\beta=1,77$.

Longueurs des conduits :

Les longueurs équivalentes seront utilisées pour tous nos calculs afin de prendre en considération les pertes de charges singulières. Il est supposé que les pertes de charge singulière représentent 15% des pertes de charge linéaire, donc :

- $Leq = 1,15 \cdot L_{réelle}$

Tableau IV.2 : Longueurs des conduites entre les ouvrages de la station.

Ouvrages	L _{réelle} (m)	Leq (m)
Dégrilleur → Déssableur- Dégraisseur	4	4.6
Déssableur- Dégraisseur → Bassin d'aération	20	23
Bassin d'aération → Clarificateur	10	11.5
Clarificateur → Filtre a sable	30	34.5

IV.2.2. Calcul des cotes piézométriques des différents ouvrages :

On calcule les cotes piézométriques d'après l'équation de Bernoulli donnée par :

$$P1/W + V1^2/2g + Z1 = P2/W + V2^2/2g + Z2 + H_{1-2}$$

Tel que :

- P1/W et P2/W : énergies de pression dans les sections (1) et (2).
- V1/2g et V2/2g : énergies cinétiques en (1) et (2).
- Z2 et Z1 : cotes des points (1) et (2).
- H₁₋₂ : pertes de charges dans le tronçon (1-2).

La variation de vitesse est très faible, donc les énergies cinétiques peuvent être éliminées il vient :

$$- P1/W + Z1 = P2/W + Z2 + H_{1-2}$$

On pose :

$$- P1/W = H1 \text{ et } P2/W = H2$$

Donc :

$$- H1 + Z1 = H2 + Z2 + H_{1-2}$$

Avec :

- $Cp1 = H1 + Z1$: cote piézométrique au point (1).
- $Cp2 = H2 + Z2$: cote piézométrique au point (2).
- $Cp1 = Cp2 + H_{1-2}$

IV.2.3. Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages et les cotes piézométriques :

1 - Conduite dégrilleur -désableur (A-B) :

- Côte du radier du dégrilleur : 904.24 m ;
- Hauteur d'eau : 1m
- D'où : $CpA = 905.24m$
- Côte du radier du désableur-déshuileur : 898.97m ;
- Hauteur d'eau : 2.5 m
- D'où : $CpB = 901.47 m$
- $L = 4.6 m$

Le diameter :

$$- D = \frac{m \sqrt{K * L * Q^\beta}}{\sqrt{CpA - CpB}} = \frac{4.774 \sqrt{0.001052 * 4.6 * 0.0858^{1.77}}}{\sqrt{905.24 - 901.47}} = 0.099m$$

- D'où : DN = 110 mm

Cote piézométrique :

- donnée par :
- $CpB = CpA - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} = 902.87 m$

2 - Conduite désableur - bassin d'aération (A-B) :

$$- CpA' = 902.87 m$$

- Côte du radier du bassin d'aération (B) : 897.48 m ;
- Hauteur d'eau : 4 m
- D'où : CpB: 901.48 m
- L=23 m

Le diameter :

- $D = \frac{m \sqrt{K * L * Q^\beta}}{\sqrt{C_{PA} - C_{PB}}} = 0.172 \text{ m}$
- D'où : DN = 200 mm

Cote piézométrique :

- donnée par :
- $C_{PB} = C_{PA} - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} = 902.19 \text{ m}$

3 - Conduite bassin d'aération - bassin de clarificateur (A-B) :

- $C_{PA}' = 902.19 \text{ m}$
- Côte du radier du bassin de clarification(B) : 896.26 m ;
- Hauteur d'eau : 4.5 m
- D'où : CpB: 901.26 m
- L=11.5 m

Le diameter :

- $D = \frac{m \sqrt{K * L * Q^\beta}}{\sqrt{C_{PA} - C_{PB}}} = 0.162 \text{ m}$
- D'où : DN = 200 mm

Cote piézométrique :

- donnée par :
- $C_{PB} = C_{PA} - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} = 901.85 \text{ m}$

4 - Conduite clarificateur – filtre a sable (A-B) :

- $C_{PA}' = 901.85 \text{ m}$
- Côte du radier du filtre a sable (B) : 895.68m ;
- Hauteur d'eau : 4 m
- D'où : CpB: 899.68 m

- L= 34.5 m

Le diameter :

- $D = \sqrt[m]{\frac{K*L*Q^{\beta}}{C_{PA}-C_{PB}}} = 0.170 \text{ m}$
- D'où : DN = 200 mm

Cote piézométrique :

- donnée par :
- $C_{pB} = C_{pA} - \frac{K*L*Q^{\beta}}{D^m} = 900.82 \text{ m}$

Tableau IV.3 : Resultats des différentes cotes des ouvrages de la station.

Désignations	Cote du terrain (m)	Cote du radier (m)	Hauteur d'eau (m)	Le diameter (mm)	Le diameter normailisé (mm)	Cote piézométrique (m)
Dégrilleur	903.24	904.24	1	99	110	905.24
Déssableur-déshuileur	899.97	898.97	5			902.87
Bassin d'aération	898.48	897.48	4	172	200	902.19
				162	200	901.85
Décanteur secondaire	898.26	896.26	4.5	170	200	900.82
Filtre a sable	897.68	895.68	4			

IV.3. Déversoir d'orage :

un déversoir d'orage est utilisé pour gérer les flux excédentaires d'eau qui peuvent survenir lors de fortes pluies. Cela permet de protéger la step de la surcharge et de maintenir son bon fonctionnement.

Le débit acheminé vers la station d'épuration:

- $Q_{ptp} = 128 \text{ l/s}$

Le débit de pointe par temps sec :

- $Q_{pte} = 80.22 \text{ l/s}$

Le débit pluvial

- $Q_{pl} = 2340 \text{ l/s}$ (source : CTH Batna)

Donc le collecteur principal va véhiculer à l'avant du déversoir d'orage un débit de l'ordre de:

- $Q_{tot} = Q_{pte} + Q_{pl} = 0.08 + 2.34 = 2.42 \text{ m}^3/\text{s}$

Sachant que:

- Q_{tot} : Débit véhiculé vers le déversoir d'orage (m^3/s).

- Q_{pl} : Le débit pluvial

- **A l'amont du déversoir :**

On calcule le diamètre du collecteur qui véhiculera le débit d'eau total en 2039:

- $Q_{tot} = 2.42 \text{ m}^3/\text{s}$ $I = 1\%$.

Et d'après l'abaque de Bazin (01)

- $D_e = 1200 \text{ mm}$ (diamètre à l'entrée du déversoir)

- $Q_{ps} = 2.7 \text{ m}^3/\text{s}$ (débit à pleine section)

- $V_{ps} = 2.4 \text{ m/s}$ (vitesse à pleine section)

- $r_Q = Q_{tot}/Q_{ps} = 2.42/2.7 = 0,898$ (rapport des débits)

Et d'après l'abaque de Bazin (02)

- $r_H = H_e/D_e = 0,74 \Rightarrow H_e = 0,74 * 1200 = 888 \text{ mm}$ (hauteur de remplissage)

- $r_v = V/V_{ps} = 1,117 \Rightarrow V = 1,117 * 2.4 = 2.68 \text{ m/s}$ (rapport des vitesses)

- **A l'aval du déversoir :**

- $Q_{tp} = 0,128 \text{ m}^3/\text{s}$ $I = 1\%$.

D'après l'abaque de Bazin (01)

- $D_s = 400 \text{ mm}$

- $Q_{ps} = 0,13 \text{ m}^3/\text{s}$

- $V_{ps} = 1 \text{ m/s}$

- $r_Q = Q_{tp}/Q_{ps} = 0.128/0.13 = 0.196$ (rapport des débits)

Donc Et d'après l'abaque de Bazin (02)

- $rH = He/De = 0,57 \Rightarrow He = 0,57 * 400 = 228 \text{ mm}$ (hauteur de remplissage)
- $rv = V/Vps = 1,05 \Rightarrow V = 1,05 * 1.1 = 0.15 \text{ m/s}$ (rapport des vitesses)

Le débit déversé par le déversoir d'orage est :

- $Q_{dev} = Q_{tot} - Q_{ptp} = 2.42 - 0,128$
- $Q_{dev} = 2.3 \text{ m}^3/\text{s}$

IV.3.1. Dimensionnement du déversoir d'orage :

La hauteur d'entrée

- $He = 888 \text{ mm}$

La hauteur de sortie

- $Hs = 228 \text{ mm}$

La lame d'eau déversée

- $Hd = He - Hs = 888 - 228 = 660 \text{ mm}$.

Donc la largeur du seuil déversant sera :

D'après la formule général de BAZIN :

- $Qd = \frac{2}{3} * b * m * Hd * (2g * Hd)^{\frac{2}{3}}$

- $\rightarrow b = \frac{3 * Qd}{2 * m * (2g)^{\frac{1}{2}} * (Hd)^{\frac{3}{2}}}$

avec :

- b : largeur du seuil déversant.
- m : coefficient de débit dépend de la forme du seuil et varie également suivant la hauteur de la lame d'eau déversée , d'après la formule de CHOUGAEV : $m = 0,402 + 0,054 (He / Hs)$.
- $m = 0,61$.
- g : L'accélération de la pesanteur m/s^2 .

Alors :

$$\rightarrow b = \frac{3 \cdot 2.3}{2 \cdot 0.61 \cdot (2 \cdot 9.81)^{\frac{1}{2}} \cdot (0.66)^{\frac{3}{2}}} = 2.38 \text{ m}$$

B = 2.38 m

IV.4. Conclusion :

Le calcul hydraulique de la station d'épuration a été réalisé dans ce chapitre, incluant le profil hydraulique de la station d'épuration et la dimension des équipements hydrauliques requis pour assurer le bon fonctionnement de la chaîne d'épuration.

CHAPITRE VI : LA REUTILISATION DES EAUX USEES EPUREES

V.1. Introduction :

Il est de plus en plus fréquent de réutiliser les eaux usées épurées d'une station d'épuration urbaine. Les eaux traitées peuvent être exploitées pour différentes applications, ce qui permet de diminuer la pression sur les ressources en eau potable. Après un traitement approfondi afin d'éliminer les contaminants, les eaux usées peuvent être réutilisées pour l'irrigation des espaces verts, l'agriculture, les usages industriels ou même la recharge des nappes phréatiques. La mise en place de cette approche favorise une gestion plus durable des ressources en eau et préserve l'environnement. Toutefois, afin de garantir la sécurité et l'efficacité de la réutilisation des eaux usées épurées, il est nécessaire de prendre en considération plusieurs aspects et mesures.

V.2. Applications de Réutilisation :

- Agriculture: L'eau épurée peut être utilisée pour l'irrigation des cultures, réduisant ainsi la dépendance aux ressources en eau potable et contribuant à une agriculture plus durable.
- Espaces Verts et Paysages: L'irrigation des parcs et jardins avec des eaux usées traitées est une application courante qui aide à économiser l'eau potable.
- Industrie: Les eaux usées épurées peuvent être utilisées dans les processus industriels, tels que le refroidissement des machines et la production d'énergie, diminuant ainsi la consommation d'eau potable.
- Recharge des Nappes Phréatiques: En infiltrant les eaux traitées dans les nappes phréatiques, on peut aider à maintenir les niveaux d'eau souterraine, particulièrement dans les régions souffrant de stress hydrique.

V.3. Les normes Algériennes et de l'OMS requise pour la réutilisation :

V.3.1. Les normes internationales selon l'organisation mondiale de la santé respective pour les eaux usées :

Tableau V.1 : Normes de réutilisation des eaux épurées par l'OMS.

Caractéristiques Normes utilisées (OMS)	Normes utilisées (OMS)
PH	6.5-8.5
DBO5	< 30mg/l
DCO	< 90 mg/l
MES	< 20 mg/l
NH4+	< 0.2 mg/l
NO2	1 mg/l
NO3	< 1 mg/l

P2O5	< 2 mg/l
Température T	< 30 °c
Couleur	Incolore
Odeur	Inodore

V.3.2. Normes de rejets en Algérie :

Tableau V.2 : Normes de réutilisations algériennes .

Caractéristiques	Normes utilisées
PH	6.5-8.5
DBO5	< 35 mg/l
DCO	< 120 mg/l
MES	<35 mg/l
P2O5	<2mg/l
Température	<30 °C
Couleur	Incolore
Odeur	inodore

V.5. Les avantages et les inconvénients de la réutilisation :

V.5.1. Les avantages :

- Réduction de la demande en eau potable : Utiliser des eaux usées épurées pour des applications non potables (irrigation, industrie, refroidissement, etc.) réduit la pression sur les sources d'eau potable.
- Réduction de la pollution : Moins de déversements d'eaux usées traitées dans les cours d'eau, réduisant ainsi la pollution des écosystèmes aquatiques.
- Reconstitution des nappes phréatiques : L'injection d'eaux usées épurées dans les aquifères peut aider à reconstituer les nappes phréatiques surexploitées.
- Coûts réduits: Les coûts de traitement des eaux usées peuvent être inférieurs aux coûts d'approvisionnement en eau potable, surtout lorsque les sources d'eau potable sont éloignées ou rares.
- Valorisation des ressources : Les nutriments présents dans les eaux usées épurées peuvent être bénéfiques pour l'irrigation agricole.

V.5.2. Les inconvénients:

- Risque de contamination : Les eaux usées épurées peuvent encore contenir des contaminants (pathogènes, produits chimiques) qui peuvent poser des risques pour la santé humaine s'ils ne sont pas correctement traités.

- Perception publique : Il peut y avoir une réticence du public à accepter l'utilisation d'eaux usées épurées en raison de préoccupations sanitaires .

- Coûts initiaux élevés : Les infrastructures nécessaires pour le traitement avancé et la distribution des eaux usées épurées peuvent être coûteuses à construire et à entretenir.

- Effets inconnus : L'impact à long terme de l'utilisation des eaux usées épurées sur le sol, les plantes, et les écosystèmes aquatiques peut ne pas être entièrement compris.

- Accumulation de contaminants : Certains contaminants, comme les métaux lourds ou les produits pharmaceutiques, peuvent s'accumuler dans le sol ou les plantes.

V.6. Cas de la STEP de la ville de Fesdis :

V.6.1. Présentation du périmètre de Chemora:

V.6.1.1.Situation géographique :

Le périmètre est situé dans est située au cœur des hautes plaines constantinoises ; à mi-chemin entre les hauteurs du tell Constantinois et celles de l'Aurès, Wilaya de Batna (Communes de Chemora et Boulhilet). Cette zone se trouve à 32 Km au Nord-Est de la station de Fesdis, avec une superficie de 16940 Ha .

V.6.1.2.Le climat :

La région est caractérisée par un climat continental avec des hivers rudes et pluvieux et des étés secs et chauds, de type semi- aride.

V.6.1.2. L'agriculture :

La plaine de Chemora est à vocation Agricole. L'occupation prédominante est la Céréaliculture intensive avec une moyenne activité pour les oliviers .

V.6.1.3. Estimation des besoins :

Pour le calcul des besoins on se base sur l'évaluation du bilan hydrique suivante :

$$B_i = ETM - (P_{eff} + K.RSi - 1)$$

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

$$(ETM = ET0 \times Kc)$$

Avec : Kc : le coefficient culturel de la culture considérée ;

Peff : la pluie efficace ;

RSi-1 : La réserve utile.

Tableau V.3 : Calcul des besoins en eau pour les Céréalicultures.

Mois	Pmoy (mm)	Peff (mm)	ET0 (mm/mois)	Z (m)	RFU (mm)	RSi-1 (mm)	KC	ETM (mm)	B net (mm)
SEPT	23	22.2	179.1	1.5	193	0	0.7	125.37	103.17
OCT	16	15.6	137.4	1.5	193	0	0.7	96.18	80.58
NOV	20	16.4	90.3	1.5	193	0	0.7	63.21	46.81
DEC	24	23.1	78	1.5	193	73	0.7	54.6	0
JAN	30	28.6	80.4	1.5	193	96	0.7	56.28	0
FEV	19	18.4	93	1.5	193	96	0.7	65.1	0
MARS	21	20.3	119.1	1.5	193	96	0.7	83.37	0
AVR	21	20.3	136.8	1.5	193	73	0.7	95.76	0
MAI	27	25.8	163.5	1.5	193	0	0.7	114.45	88.65
JUIN	16	15.6	215.7	1.5	193	0	1.1	150.99	135.39
JUIL	6	5.9	244.8	1.5	193	0	1.1	171.36	165.46
AOUT	13	12.7	233.1	1.5	193	0	1.1	163.17	150.47

Tableau V.4 : Calcul des besoins en eau pour les oliviers.

Mois	Pmoy (mm)	Peff (mm)	ET0 (mm/mois)	Z (m)	RFU (mm)	RSi-1 (mm)	KC	ETM (mm)	B net (mm)
SEPT	23	22.2	179.1	1.5	193	0	0.85	152.23	130.03
OCT	16	15.6	137.4	1.5	193	0	0.85	116.79	101.19
NOV	20	16.4	90.3	1.5	193	0	0.75	67.72	51.32
DEC	24	23.1	78	1.5	193	73	0.65	50.7	0
JAN	30	28.6	80.4	1.5	193	96	0.65	52.26	0
FEV	19	18.4	93	1.5	193	96	0.65	60.45	0
MARS	21	20.3	119.1	1.5	193	96	0.65	77.415	0
AVR	21	20.3	136.8	1.5	193	73	0.65	88.92	0
MAI	27	25.8	163.5	1.5	193	0	0.65	106.275	80.475

JUIN	16	15.6	215.7	1.5	193	0	0.8	172.56	156.96
JUIL	6	5.9	244.8	1.5	193	0	0.85	208.08	202.18
AOUT	13	12.7	233.1	1.5	193	0	0.85	198.135	220.4

V.6.1.4. Calcul du débit spécifique :

$$Q_s = \frac{B_{net} * 10 * 1000}{N_i * N_j * 3600 * E_i}$$

B_{net} : besoin net du mois de pointe en mm/mois ;

N_i : nombre des heures d'irrigation = 24h ;

N_j : nombre de jours du mois de pointe = 30 jours ;

E_i : Efficience d'irrigation = 75%.

On calcule les besoins en eau pour l'assolement le plus exigeant.

D'où les besoins de pointe correspondent au mois d'AOUT :

B_{net} = 370.87 mm.

Donc : Q_s = 1.9 l/s/ha

Le débit spécifique obtenu est : 1.9 l/s/ha.

V.7. Conclusion :

Dans le contexte actuel de diminution des ressources en eau et de croissance démographique, il est important de réutiliser les eaux usées épurées afin d'assurer la durabilité de nos sources d'eau. Au cours de ce chapitre, nous avons examiné les différentes utilisations possibles ainsi que les avantages et les inconvénients liés à cette pratique.

CHAPITRE VI : ASPECT ECONOMIQUE

VI.1. Introduction :

Une fois que les différentes chaînes de traitement d'eau usée ont été établies, il est nécessaire de réaliser un devis estimatif et quantitatif pour les différents volumes de travaux ainsi que pour les différents éléments constitutifs de la station.

VI.2. Coût d'investissement :

VI.2.1. Coût de terrassement :

Le coût de terrassement et d'excavation sera estimé à 200 DA par mètre cube.

La couche végétale aura une épaisseur estimée à 20 cm.

Le volume de la couche végétale sera calculé en utilisant l'expression :

$$- V = 0,2 \times Shi$$

Avec :

- Shi : Surface horizontale de l'ouvrage considéré.

Le coût d'un ouvrage sera donc :

$$- Ct = 200 * V$$

Avec :

- V : Quantité de terrassement de l'ouvrage considéré.

Tableau VI.1 : Le coût de terrassement de chaque ouvrage.

Ouvrages	Surface horizontal (m2)	Volume (m3)	Coût (DA)
Dessableur-déshuilleur	34.32	6.86	1372
Bassin d'aération	556.27	111.25	22250
Décanteur secondaire	102.99	20.59	4118
Epaississeur	20.72	4.14	828
Lit de séchage	600	120	48000
Coût total (DA)	78112		

VI.2.2. Coût de Béton armé :

Le coût du mètre cube de béton est estimé actuellement $Bc = 50000$ DA

Le mètre cube de béton contient en moyenne (40 à 100) Kg de fer , On prend : 80 Kg de fer / m3 de béton.

Le kilogramme de fer coûte actuellement 150 DA

Le coût de béton armé sera :

$$- \quad C_{ba} = C_b + C_f$$

Avec :

C_{ba} : coût de béton armé

C_b : coût de béton (50000 DA)

C_f : coût de fer ($150 * 80 = 12000$ DA)

$$- \quad \rightarrow C_{ba} = 12000 + 50000 = 62000 \text{ DA}$$

Le volume du béton total pour chaque ouvrage est la somme de deux volumes :

V_{br} : Volume du béton pour le radier de chaque ouvrage

$$V_{br} = e_r * S_h$$

V_{bm} : Volume du béton des murs de chaque ouvrage

$$V_{bm} = e_m * P * H$$

Epaisseur des murs des ouvrages ($e_m = 0,15$ à $0,4$) m on prend :

$$- \quad e_m = 0,25 \text{ m}$$

Epaisseur du radier des ouvrages est prise ($e_r = 0,3$ à $0,4$) m on prend :

$$- \quad e_r = 0,3 \text{ m}$$

P : périmètre de l'ouvrage.

H : hauteur de l'ouvrage.

Tableau VI.2 : Le coût du béton armé de chaque ouvrage.

Ouvrages	Surface horizontal (m ²)	Volume (m ³)		$V_{br} + V_{bm}$	Coût (DA)
		V_{br}	V_{bm}		

Dessableur-déshuilleur	34.32	10.29	12.96	23.25	1441500
Bassin d'aération	556.27	166.88	100.04	266.92	19549040
Décanteur secondaire	102.99	30.89	48.39	79.28	4915360
Epaississeur	20.72	6.22	16.11	22.33	1384460
Lit de séchage	600	180	150	330	20460000
coût total (DA)	50101400				

VI.2.3. Coût totale du génie civil :

Le coût total du génie civil est la somme des deux coûts calculer précédemment :

$$- C_{gc} = C_t + C_{tba} = 78112 + 50101400 = 50179512 \text{ DA}$$

VI.2.4. Coût des VRD :

Le coût des VRD est estimé à 25% du coût du génie civil donc :

$$- C_{VRD} = 0,25 * C_{gc} = 0,25 * 50179512 = 12544878 \text{ DA}$$

VI.2.5. Coût des équipements électromécanique et électriques et des installations hydromécaniques:

Il est estimé à 40% du (C_{gc} + C_{VRD})

$$- C_{éq} = 0.4 * (50179512 + 12544878) = 25089756 \text{ DA}$$

VI.2.6. Coût total des investissements de la station :

$$- C_{ti} = C_{gc} + C_{VRD} + C_{éq} = 50179512 + 12544878 + 25089756 = 87814146 \text{ DA}$$

VI.3. Coût de fonctionnement :

VI.3.1. Le coût de main d'œuvre :

Le coût de main d'œuvre est estimé à 5% du coût d'investissement

$$- C_{mo} = 0,05 * C_{ti} = 0,05 * 87814146 = 4390707.9 \text{ DA}$$

VI.3.2. Le coût de renouvellement du matériel électromécanique :

Il est estimé à 5% du coût d'investissement total

- $Crme = 0,05 * 87814146 = 4390707.9DA$

VI.3.3. Le coût des frais financiers :

Il est estimé à 5% du coût d'investissement total

- $Cff = 0,05 * 87814146 = 4390707.9DA$

VI.3.4. Le coût de fonctionnement total :

- $Cft = Cmo + Crme + Cff = 13172122 DA$

VI.4. Le coût total de la station (Ctstsn):

VI.4.1. Le coût d'amortissement annuel :

- $Caa = Cti / t$

Avec :

- $t : \text{durée d'amortissement} = 15 \text{ ans} .$

- $Caa = 87814146 / 15 = 5854276.4 DA$

Alors :

- $Ctstsn = Caa + Cft + Cti = 5854276.4 + 4390707.9 + 87814146 = 98059130.3 DA$

Tableau VI.3 : Résultats de différents coûts.

Désignation	Unité	Coûts
Coût d'investissement		
Coût de terrassement	DA	78112
Coût total du béton armé	DA	50101400
Coût totale du génie civil	DA	50179512
Coût des VRD	DA	12544878
Coût des équipements électromécanique et électriques et des installations hydromécaniques	DA	25089756
Coût total des investissements de la station	DA	87814146
Coût de fonctionnement		
Le coût de main d'œuvre	DA	4390707.9

Le coût de renouvellement du matériel électromécanique	DA	4390707.9
Le coût des frais financiers	DA	4390707.9
Le coût de fonctionnement total	DA	13172122
Le coût d'amortissement annuel	DA	5854276.4
Le coût total de la station	DA	98059130.3

VI.6. Conclusion:

L'analyse des aspects économiques d'une step révèle l'importance d'une planification financière rigoureuse et d'une gestion optimisée des ressources. À travers ce chapitre, nous avons examiné les différents coûts associés à l'investissement et à le fonctionnement, ainsi que le coût total de la station.

CONCLUSION GENERAL

Notre étude a pour objectif principal de dimensionner une station d'épuration des eaux usées urbaines pour la ville de Fesdis, située dans la wilaya de Batna. Ce projet revêt une importance capitale pour la préservation du milieu naturel environnant, notamment en limitant l'impact des rejets d'eaux usées sur les écosystèmes aquatiques et terrestres locaux. En outre, il vise également à promouvoir la réutilisation des eaux usées épurées, une pratique qui, en plus de contribuer à la gestion durable des ressources en eau, peut offrir des avantages économiques et environnementaux significatifs, notamment dans les régions où l'eau est une ressource précieuse.

Le processus de développement de notre projet commence par la collecte de toutes les informations nécessaires concernant la zone d'étude. Cela inclut des données géographiques précises pour comprendre la topographie et la configuration du terrain, des informations climatiques pour évaluer les conditions météorologiques qui pourraient influencer le fonctionnement de la station, ainsi que des données hydrogéologiques. Ces informations sont essentielles pour estimer avec précision les débits d'eaux usées générés par la population locale, ainsi que les charges polluantes associées, qui constituent des paramètres critiques dans le dimensionnement des installations de traitement.

En ce qui concerne la sélection de la méthode d'épuration, nous avons opté pour la technique des boues activées, qui est largement reconnue et couramment utilisée en Algérie. Cette méthode a été choisie en raison de son efficacité éprouvée dans le traitement des eaux usées urbaines, sa capacité à traiter des charges polluantes élevées et sa flexibilité d'adaptation aux variations des débits. Cependant, il est important de souligner que la performance optimale de la station d'épuration, ainsi que sa longévité, dépendent étroitement de l'entretien régulier des installations et d'une gestion adéquate. Une maintenance rigoureuse, couplée à une gestion efficace, permet non seulement d'assurer le bon fonctionnement de la station, mais aussi de prévenir les défaillances potentielles qui pourraient compromettre les objectifs environnementaux du projet.

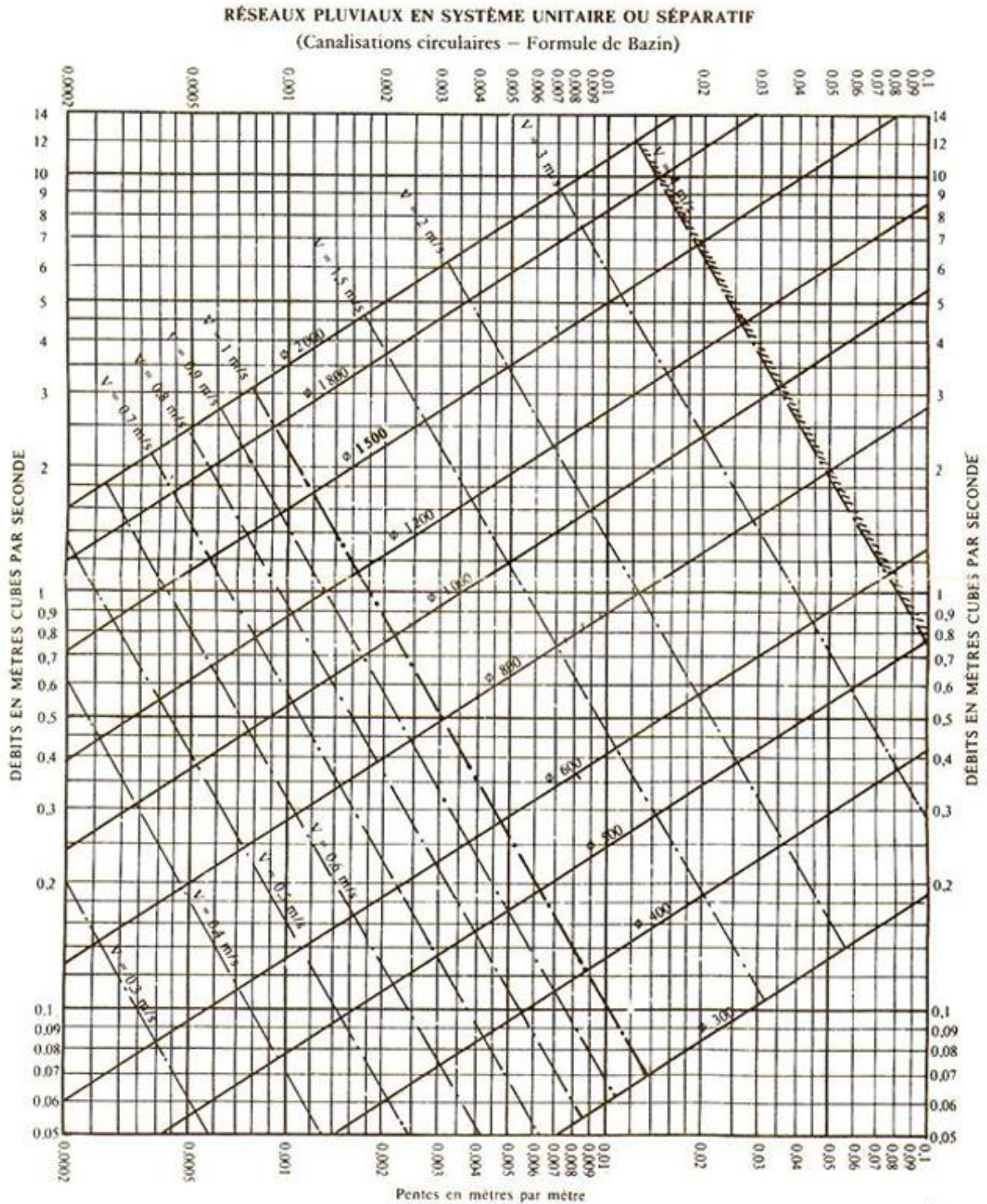
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Abdelkader. Gaid Tome 1 Epuration biologique des eaux usées urbaines OPU. Alger. 1984.
- [2] : Livre, « Wastewater_treatment.pdf ».
- [3]. PHILIPPE DUCHENE : les systèmes de traitement de boues des stations d'épuration des petites collectivités ; documentation technique FNDAE N°9.
- [4]. Cyril Gommella, Henri Guerree.- Guide de l'assainissement dans les Agglomérations urbaines et rurales : la collecte.- Paris : Eyrolles, 1986.
- [5]. Gaid , Abdelkader. - Epuration biologique des eaux usées urbaine : T.1.- Alger : OPU, 1987.
- [6] Dia Prosiuum. Technique et économie de l'épuration des eaux résiduaires Publication de bulletin sein. Normandie. Octobre 71 .
- [7] : DEGREMONT. Mémento technique de l'eau. Tome I et II. Edition du cinquantenaire. Paris. 1989.
- [8] : CARLIER. M. Hydraulique générale et appliquée. Edition EYROLLS 1986.
- [9] : OFFICE INTERNATIONAL DE L'EAU. Conception / Dimensionnement : Les prétraitements.
- [10] J. C. Crittenden, R. R. Trussell, D. W. Hand, K. J. Howe, et G. Tchobanoglous, Stantec's water treatment: principles and design, Updated third edition. Hoboken, New Jersey: Wiley, 2023.
- [11] A. HAMIDI Epouse Bensmain, « Utilisation des matériaux locaux en épuration des eaux usées », Thesis, 2023. Consulté le: 24 juin 2024.
- [12] A. TOURE, Mémoire FPL Master Ingénierie Eau et Assainissement. Diagnostic des dysfonctionnements de la station d'épuration a boues activées de SUCRIVOIRE Borotou-Koro (Côte d'Ivoire) et proposition de solutions. 2017.
- [13] A. Sadowski, « LE ROLE DES INSTITUTIONS ET LES POLITIQUES EN MATIERE D'EAU ».
- [14] L. Pasquini, « MICROPOLLUANTS ISSUS DE L'ACTIVITÉ DOMESTIQUE DANS LES EAUX URBAINES ET LEUR DEVENIR EN STATION D'ÉPURATION », 2013.

[15] R. Meddour, M. Amine, A. laaref, et maiga souleymane, La valorisation des eaux usée après traitement. 2020. doi: 10.13140/RG.2.2.18773.04321.

ANNEXE

Annexe 1

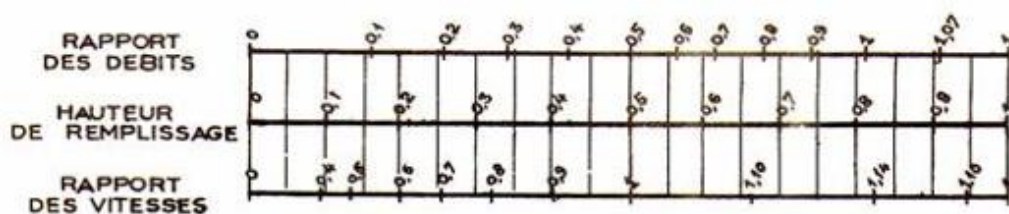


Annexe 2

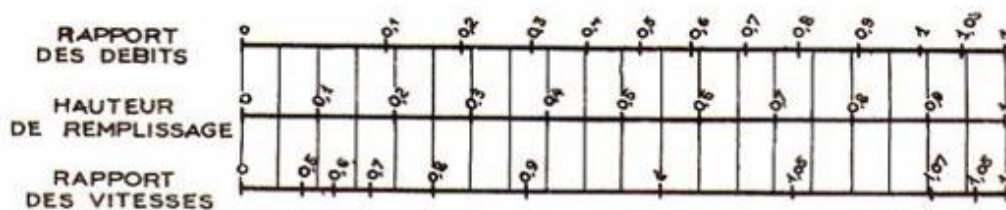
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux $\frac{3}{10}$, le débit est les $\frac{2}{10}$ du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les $\frac{78}{100}$ de la vitesse correspondant au débit à pleine section