REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdallah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Systèmes d'Assainissement

THEME :

CONCEPTION DE LA STATION D'EPURATION PAR BOUES ACTIVEES DE LA VILLE DE MEFTAH WILAYA DE BLIDA

Présenté par :
Mr FETEH TSOURI BEN TSOURI

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
Mme B. TOUAIBIA	**PROFESSEUR**	Président
Mme F. AMMOUR	**M A.A**	Examinatrice
Mr A. BOUFEKANE	**M A.A**	Examinateur
Mr M. DJELLAB	**M C.B**	Examinateur
Mr A. AMMARI	**M C.B**	Examinateur
Mr A.HACHEMI	**M A.A**	Promoteur

Juin -2013

Dédicaces

En ce jour solennel qui clos le cycle de mes études, qu'il me soit permis de dédier ce Travail :

Je dédie ce modeste travail d'abord :

- *A ma très chère maman et mon très chère père pour tous ses sacrifices corps afin de m'offrir le repos et le bonheur ; Pour l'éducation qu'iles m'a inculqués, pour son soutien moral et matériel dont j'ai bénéficié à chaque fois que j'en ai besoin, pour l'amour et la tendresse qu'iles m'a réservé et la patience et le dévouement qu'elle m'a insufflé.*

  Très chère maman, je ne vous remercierai jamais assez pour vos actes.
- *A mes très chers frères, je ne vous remercierai jamais assez.*
- *A Aicha, ma sœur qui m'a encouragé et aidé durant toutes mes années d'étude.*
- *A toutes mes sœurs.*
- *A tous les filles et les fils de mes sœurs*
- *A mes oncles paternels et maternels,*
- *A tous mes cousins et cousines.*
- *A tous mes amis.*
- *A tous mes amis de l'ENSH sans exception.*

FETEH

FETEH

Remerciements

Au terme de ce modeste travail Je tiens à remercier tout d'abord Allah tout puissant de m'avoir donné la force et le courage pour mettre à terme ce travail.

Je remercie également :

- *Mon promoteur Mr A .Hachemi à le quel je tiens à exprimer ma profonde gratitude pour la confiance qu'il m'a accordé afin de réaliser ce travail , ainsi que pour ses multiples et précieux conseils scientifiques, professionnels ou tout simplement humains.*
- *Mesdames et Monsieur les membres du jury, Mme Touaibia en présidence et Mr Djellab, Mme Ammour, Mr Boufekane, et Mr Ammari, qui ont bien accepté de juger mon travail, et qui ont pris le temps de rapporter ce mémoire.*
- *Tous les enseignants de l'ENSH qui ont contribué à ma formation.*
- *Mes pensées vont pareillement à tous mes enseignants de la première année primaire jusqu'à lycée.*
- *Tous les ingénieurs de DRE de la wilaya de Blida pour l'ensemble des moyens qu'il a mis à notre disposition et son encouragement lors du stage professionnel, ainsi que tout les ingénieurs de l'unité de ONID de Mouzaia pour sons soutiens et sons aides précieux.*

Enfin, tous ceux qui m'ont aidé de prés ou de loin, que ce soit par leur amitié, leur conseils ou leurs soutien moral, qui trouveront dans ces quelque lignes l'expression de mes remerciements les plus vifs et les plus sincères.

FETEH

FETEH

ملخص

عملنا الحالي يتضمن إقامة محطة تطهير المياه المستعملة على مستوى مدينة مفتاح بولاية البليدة، يهدف هذا العمل إلى المحافظة على الوسط الطبيعي و حماية الصحة العمومية ضد كل تلوث و إمكانية استعمال هذه المياه المطهرة في الفلاحة.

دراستنا هذه تتمثل في تجسيد المحطة بقدرة استيعاب على مرحلتين :

المرحلة الأولى : معالجة المياه المستعملة في أفق 2025 ذات قدرة معالجة 163607 نسمة.

المرحلة الثانية : توسيع المحطة لضمان رفع قدرة الاستيعاب إلى231560 نسمة في أفق 2040

Résumé

Notre présent travail consiste à réaliser une station d'épuration au niveau de la ville de MEFTEH *(*W.BLIDA) dans le but de préserver le milieu naturel et protéger la santé publique contre toute nuisance et une éventuelle réutilisation de ces eaux usées épurées en agriculture.

Dans ce mémoire, nous avons dimensionné la station d'épuration des eaux usées par boues activées à moyenne charge, cette méthode est utilisée pour les collectivités de grandes tailles.

Notre station se réalise en deux phases :

La première phase permettra de traiter la pollution de 163607 équivalant habitant à l'horizon 2025.

La deuxième phase (extension) correspond à une augmentation de la capacité initiale de la station soit de 231560 équivalant habitant à l'horizon 2040.

Abstract

Our work consists in establishing a waste water treatment plant in the town of MEFTEH (BLIDA). This study aims at protecting the natural environment as well as the public health through mashing the use of this water in agriculture.

Our work consists of accurate studies to provide the station with low capacity.

The study is divided into two phases:

1-The first phase permits to treat the used water of 163607 inhabitants till 2025

2-The second escapades the station to raise the station capacity for 231560 till 2040.

Table des matières

Introduction générale 1

Chapitre N° I : Présentation de la zone d'étude

I.1. Introduction 2
I.2. Situation géographique du site 2
I.2.1. Délimitation de la zone d'étude 2
I.2.2. Localisation géographique 2
I.2.3. Site de la station d'Épuration 3
I.3. Situation climatique 3
I.3.1. Précipitation 4
I.3.2. Température 4
I.3.3. Vents : 4
I.3.4. Evaporation 5
I.3.5. Humidité relative 5
I.4. Topographie 5
I.5. Caractéristiques géologique et hydrogéologiques 6
I.5.1. Géologie 6
I.5.2. Hydrogéologie 6
I.5.3. séismicité 7
I.6. Hydrologie 7
I.7.situation démographique 7
1.7.1- Données actuelles 8
1.7.1.1. Population 2008 8
1.7.2. Evaluation de la population 9
1.7.2.1 Estimation de l'évolution de la population a moyen et a long terme Sans la nouvelle ville de 10 000 Logements à Sidi Hammad 9
1.7.2.2 Estimation de l'évolution de la population a moyen et a long terme de la nouvelle ville de 10 000 Logements à Sidi Hammad 9
1.7.2.3 Estimation de l'évolution de la population a moyen et a long terme avec la nouvelle ville de 10 000 Logements à Sidi Hammad: 9
I.8. Infrastructures de la zone d'étude 10
I.8.1. Les activités principales 10
I.8.2- Les Équipements existants 10
I.8.3. L'Agriculture 11
I.9. Situation hydraulique 12
I.9.1. Alimentation en eau potable 12
I.9.1.1 Adduction 12
I.9.1.2 Distribution 12
I.9.2. Assainissement 12
I.9.2.1- État actuel du réseau d'assainissement 12
I.10.Conclusion 14

Chapitre N° II : Les procédés d'épuration

II.1.Introduction 15
II.2.Choix de procédé de traitement 15

Table des matières

II.3. Le relevage 15
II.4.Les différentes étapes du traitement des eaux usées..... 16
II.4.1.Les prétraitements..... 17
II.4.1.1. Le dégrillage 17
II.4.1.2. Le dessablage..... 19
II.4.1.3. Le dégraissage-déshuilage 20
II.4.2 Les traitements primaires..... 21
II.4.3 Les traitements secondaires 21
II.4.3.1 Les traitements physico-chimique 21
II.4.3.2 Les traitements biologiques 22
II.4.4 . Le traitement tertiaire 31
II.4.4.1. Déphosphatation 31
II.4. 4.2. Dénitrification 32
II.4. 4.3. Désinfection 32
II.5. Conclusion 32

Chapitre N° III : Procédé d'épuration par boues activées

III.1. Introduction 33
III.2. Composants d'une unité biologique 33
III.2.1 Bassin d'aération..... 34
III.3. Théorie de l'épuration par boue activée 35
III.3.1. Evolution de la DBO (matière organique de la masse bactérienne en fonction du temps d'aération 35
III.4.Bilan des boues..... 37
III.5. Paramètres influençant le processus épuratoire..... 38
III.6. Classement des procédés par boues activées..... 39
III.7. Choix du procédé d'épuration 42
III.8. Le Traitement Secondaire (Clarificateur)..... 43
III.9. Traitement Tertiaire (Désinfection)..... 43
III.10. Traitement des boues..... 44
III.10.1 Epaississement 44
III.10.1.1 Epaississeurs gravitaires..... 44
III.10.1.2 Epaississement par flottation..... 45
III.10.2 Lits De Séchage..... 45
III.11. Avantages et inconvénients d'épuration par boues activées 45
III.12 Conclusion..... 46

Chapitre N° IV : Dimensionnement de la station

Introduction 47
IV.1.Calculs de base pour le dimensionnement 47
IV.1.1. Paramètres analysés 47
IV.1.2.Les méthodes d'analyses utilisées..... 47
IV.1.3 Les normes de rejet 47
IV.1.4 les résultats d'analyses des eaux usées : 48
IV.1.5Estimation des débits 49

Table des matières

IV.1.6.Evaluation des rejets 50
IV.2.Dimensionnement des ouvrages de la Station d'épuration 52
IV.2.1.Prétraitements..... 53
IV.2.1.1.Dégrillage..... 53
IV.2.1.2.Dessablage - Déshuilage 57
IV.2.2.Le traitement primaire (décantation primaire) 61
IV.2.2.1.Dimensionnement de décanteur primaire 62
IV.2.3.Traitement biologique 64
Etude de la variante à moyenne charge.
HORISON 2025
IV.2.3.1.Dimensionnement du bassin d'aération 64
IV.2.3.2.Concentration de l'effluent en DBO5 66
IV.2.3.3.La charge polluante à la sortie (Sf= 30mg/l)..... 66
IV.2.3.4.La charge polluante éliminée Le 66
IV.2.3.5.Le rendement de l'épuration 66
IV.2.3.6.Besoins théoriques en oxygène 66
IV.2.3.7.Besoin réel en pointe en oxygène 67
IV.2.3.8 Calcul des caractéristiques de l'aérateur 67
IV.2.3.9 Bilan de boues 68
IV.2.3.10.Calcul du clarificateur (décanteur secondaire)..... 70
IV.2.4.Traitement tertiaire (désinfection) 72
IV.2.4.1.Dose du chlore à injecter..... 71
IV.2.4.2.La dose journalière en chlore 74
IV.2.4.3.Calcul de la quantité de l'eau javel 74
IV.2.4.4.La quantité d'hypochlorite de sodium nécessaire 74
IV.2.4.5.La quantité annuelle d'hypochlorite de sodium..... 74
IV.2.4.6.Dimensionnement du bassin de désinfection 74
IV.2.5.Traitement des boues 75
IV.2.5.1.Epaississement 75
IV.2.5.2.Stabilisation..... 76
IV.2.5.3.Déshydratation 76
A. Dimensionnement..... 76
A.1.Epaississeur 76
A.2.Stabilisateur aérobie 77
A.3.lits de séchage..... 79
Etude de la variante à faible charge
Horizon 2025
IV.3.Dimensionnement du bassin d'aération 82
IV.3.1.le volume du bassin..... 82
IV.3.2.La hauteur du bassin 82
IV.3.3.Surface horizontale du bassin..... 82
IV.3.4.Longueur 82
IV.3.5.Largeur 82
IV.3.6.La masse de boues dans le bassin 82
IV.3.7.Concentration de boues dans le bassin..... 82
IV.3.8.Calcul du temps de séjour 83
IV.4.Concentration de l'effluent en DBO_5(S_0)..... 83

Table des matières

IV.4.1.La charge polluante à la sortie (Sf= 30mg/l)..... 83
IV.4.2.La charge polluante éliminée Le 83
IV.4.3.Le rendement de l'épuration 83
IV.5.Besoins théoriques en oxygène 83
IV.6.Besoin réel en pointe en oxygène 84
IV.7.Calcul des caractéristiques de l'aérateur 84
IV.8.Bilan de boues 85
IV.9.Calcul du clarificateur (décanteur secondaire)..... 86
IV.10.Traitement tertiaire (désinfection) : 89
IV.11.Traitement des boues 89
IV.11.1.Dimensionnement 89
A. Epaississeur 89
B. Lits de séchage..... 90
IV.12 Conclusion 91

Chapitre N° V : Calcul hydraulique

Introduction 92
V.1.Déversoir d'orage 92
V.1.1.Type de déversoir d'orage 93
V.1.2.Calcul des déversoirs et les paramètres hydraulique des conduites. 94
V.1.2.1.A l'amont du déversoird'orage..... 94
V.1.2.2.A l'aval du déversoir d'orage (vers le deuxième déversoir) 94
V.1.2.3 Calcul de déversoir d'orage..... 95
V.1.2.4Calcul de deuxième déversoir 95
V.1.2.4.1.A l'amont du déversoir. 96
V.1.2.4.2.A l'aval du déversoir (vers lastation) 96
V.2.Profil hydraulique..... 97
V.2.1.Cotes moyennes du terrain naturel des zones d'implantation des ouvrages : 97
V.2.2.Calcul des pertes de charges, diamètres et des longueurs des conduites reliant les ouvrages de la station d'épuration :..... 97
V.2.2.1.Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages :..... 98
V.2.2.2.Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages ainsi que les pertes de charges :..... 98
V.2.2.3.Calcul des cotes piézométriques et cotes de radier des différents ouvrages : 99
V.3.Conclusion :..... 101

Chapitre N° **VI : Gestion et exploitions de la station d'épuration**

VI.1. Introduction..... 102
VI.2. Contrôle de fonctionnement..... 102
A- Contrôles journaliers 102
B- Contrôles périodiques..... 103
VI.3. Mesure des paramètres de fonctionnement de la station..... 103
a- Mesure de la turbidité..... 103
b- Mesure de la teneur en oxygène dissous 104

Table des matières

c- Mesure de pH et température 104
VI.4. Entretien des ouvrages 104
a. Le dégrilleur 104
b. Dessableur-déshuileur 104
c. Désinfection des eaux épurées 104
d. Lits de séchage 104
e. Bassin d'aération 105
f. Clarificateur 105
g. Epaississeur 105
VI.5. Hygiène et sécurité dans le travail 105
VI.5.1. Risques liés au travail 105
a. Les risques banals 106
b. Les risques spécifiques : 106
VI.5.2. Risques associés aux gaz, vapeurs et poussières 106
VI.6. Disposition générale 107
VI.7. Conclusion 107
Conclusion générale 108

Liste des tableaux

Chapitre N°I

Tableau I.1 :Répartition mensuelle de la température :..... 4
Tableau I.2: pluie maximale journalière pour l'année 2011– 2012 4
Tableau I.3 : les valeurs mensuelles moyennes des vitesses du vent 4
Tableau I.4 : Répartition mensuelle de l'évaporation. 5
TableauI.5 : la distribution mensuelle moyennes, minimales et maximales de l'humidité..... 5
Tableau I.6 : Les données statistiques de la zone d'étude du dernier recensement de 2008..... 8
Tableau I.7 : Les données statistiques de la zone d'étude du dernier recensement de 2008..... 8
Tableau I.8 : Population totale de la zone d'étude (2008) 9
Tableau I.9 : Estimation du nombre d'habitants Sans la nouvelle ville 9
Tableau I.10 : Estimation du nombre d'habitants de la nouvelle ville 9
Tableau I.11 : Estimation du nombre d'habitants totale 10
Tableau I.12 : structure de l'emploi 10
Tableau I.13 : statistiques des équipements existants 10
Tableau I.14 : Répartition générale des terres agricultures 11
Tableau I.15 : Répartition des exploitations agricole 11
Tableau I.16 : Caractéristiques de réseau d'assainissement de la zone étudiée : 11

Chapitre N°III

Tableau III.1 Concentrations d'ions métalliques qui réduisent l'efficacité du traitement biologique par boues activées. 39
TableauIII.2classement des procédés par boues activées..... 41
TableauIII.3Avantages et inconvénients des différents procédés 42
Tableau III.4Avantages et inconvénients d'épuration par boues activées. 45

Chapitre N°IV

Tableau IV.1*:* Méthodes utilisées pour l'analyse des paramètres de pollution..... 47
Tableau IV.2*:* Valeurs limites maximales des paramètres de rejets..... 48
Tableau IV.3 : Résultat d'analyse d'eau usée. 48
Tableau IV.4 : caractéristiques de futures effluentes. 49
Tableau IV.5.consommation en eau pour les secteurs domestiques et équipementspour les deux horizons. 50
Tableau IV.6: Récapitulatif des principaux paramètres de dimensionnement 52
Tableau IV.7: Espacement et épaisseur des barreaux. 54
Tableau IV.8: les valeurs de β' en fonction de la forme des barreaux. 56
Tableau IV.9 : les résultats de dimensionnement de dégrilleur pour les deux horizons. 56
Tableau IV.10:Dimensionnement du déssableur-déshuileur. 60
Tableau IV.11: les valeurs de la vitesse limite en fonction de $Q_{moy\ h}$ 61
Tableau IV.12:dimensions du décanteur primaire pour les deux horizons 63
Tableau IV.13.Résultats de calcul d'aérateur pour les deux horizons. 72
Tableau IV.14 : résultats de dimensionnement du bassin de désinfection pour les deux horizons. 76
Tableau IV.15.Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur, stabilisateur aérobie et le lit de séchage (2025 et 2040)..... 80

Liste des tableaux

Tableau IV.16 Résultats de calcul d'aérateur et le décanteur secondaire pour les deux..... 87
Tableau IV.17 : résultats de dimensionnement du bassin de désinfection pour les deux horizons. 89
Tableau IV.18.Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur et le lit de séchage (2025 et 2040)..... 91

Chapitre N°V

Tableau V.1**:** Cotes moyennes du terrain naturel d'implantation des différents ouvrages de la station…… 97
Tableau V.2**.**Longueurs réelles des conduites entre les ouvrages de la STEP…… 98
Tableau V.3 **:** Récapitulatif des résultats **……** 101

Liste des figures

Figure de chapitre N°I :

Figure I.1 : carte de situation de la zone d'étude. 3

Figures de chapitre N°II :

Figure II.1: Relevage grâce a un vice d'Archimède..... 16
Figure II.2: Relevage grâce à une pompe..... 16
Figure II.3 : les étapes de traitement des eaux usées..... 16
Figure II.4: la grille manuelle..... 17
Figure II.5: grille mécanique..... 18
Figure II.6: grille mécanique droite..... 19
Figure II.7 : grille mécanique courbé..... 19
Figure II.8 : Décanteur rectangulaire 21
Figure II.9 : fonctionnement des lits bactériens. 23
Figure II.10 : Pièces ou matériaux à l'intérieur du lit 24
Figure II.11 : Le lit bactérien avec garnissage plastique. 24
Figure II.12 :schéma de l'épuration par boues activée..... 25
Figure II.13 : les disques biologiques..... 25
Figure II.14 : schéma de l'épuration par boues activée..... 26
Figure II.15 :bassin d'aération. 27
Figure II.16 :lagunage naturel. 28
Figure II.17 :coupe d'un bassin de lagunage..... 28
Figure II.18: système d'épuration par lagunes aérés. 30

Figures de chapitre N°III:

FigureIII.1 Schéma d'une station d'épuration par boues activées. 34
FigureIII.2 développement d'une culture bactérienne. 35
FigureIII.3décanteur secondaire (clarificateur). 43
Figure III.4 Schéma de principe d'un épaississeur gravitaire. 44

Figures de chapitre N° V:

Figure V.1 Schéma de principe du déversoir d'orage.
Figure V.2 Exemples des déversoirs d'orage (déversoir latéral et déversoir frontal).

Liste des planches

Planche N°01 : Situation de la zone d'étude pour le projet de la station

Planche N°02 : plan d'implantation de la station

Planche N°03 : Profil hydraulique de la station

Planche N°04 : Ouvrages de traitement des eaux de la station

Planche N°05 : Ouvrages de traitement des boues de la station

NOMENCLATURE

A_b : Age des boues.

a’ : Fraction de pollution transformé.

a_m : Coefficient de rendement cellulaire.

a" : Coefficient global de transfert.

b : fraction de la masse cellulaire éliminée par jour.

b' : Coefficient cinétique de respiration endogène.

C : Conductivité.

C_m : Charge massique.

C_v : Charge volumique.

D : Diamètre du bassin.

DBO : Demande biochimique en oxygène.

D_c : Diamètre de la conduite.

DCO : Demande chimique en oxygène.

D_d : Diamètre de décanteur.

$D_é$: Diamètre de l'épaississeur.

D_x : Masse des boues à extraire.

D_j : Dose journalière de chlore.

d : Espacement des barreau.

e : Epaisseur des barreaux.

EH : Equivalent habitant

H : Profondeur du dessableur-déshuileur.

H_b : Hauteur du bassin.

H_d : Hauteur du décanteur.

h_{max} : Hauteur d'eau admissible sur une grille

I_m : Indice de MOHALMAN

K_a : Constante caractérisant le dispositif d'aération.

k : Taux de croissance.

K : Coefficient de colmatage de la grille.

Kp : Coefficient de pointe.

L : Largeur du déssableur-déshuileur.

L_b : Longueur du bassin.

L_g : Largeur de la grille.

NOMENCLATURE

L_e : Charge polluante éliminé.

l_l : Largeur du lit.

L_f : Charge polluant à la sortie.

L_0 : Charge polluante à l'entrée.

l : Largeur du dessableur-déshuileur.

MES : Matière en suspension.

MMS : Matières minérales en suspension.

MMS_e : Matières minérales éliminées.

MMS_r : Matières minérales restantes.

MVS : Matières volatiles en suspension.

N_a : Nombre d'aérateurs.

N_0 : Quantité totale d'oxygène transférée.

N_s : Oxygène transféré dans le liquide.

N_{lit} : Nombre des lits.

n : Pourcentage d'encrassement.

P_a : Puissance d'aération nécessaire.

P_b : Puissance de brassage .

Q : Débit d'air.

Q_a : Quantité annuelle d'hypochlorite.

$Q_é$: Débit entrant dans l'épaississeur.

Q_j : Débit d'hypochlorite nécessaire.

Q_d : Débit diurne

Q_{moyj} : Débit moyen journalier.

Q_{moyh} : Débit moyen horaire.

Q_{pts} : Débit de pointe en temps sec.

Q_{ptp} : Débit de pointe en temps de pluie.

$Q_{(O2)}$: Quantité d'oxygène nécessaire dans le bassin.

$Q_{(O2)\,h}$: Quantité d'oxygène horaire.

$Q_{(O2)\,j}$: Quantité d'oxygène journalière.

$Q_{(O2)\,p}$: Quantité d'oxygène en cas de pointe.

R : Coefficient global de réduction.

R_c : Taux de recirculation des boues.

S_h : Surface horizontale.

S_0 : Concentration en DBO_5 à l'entrée du bassin d'aération.

S_f : La concentration en DBO_5 à la sortie du bassin d'aération.

NOMENCLATURE

T : Température.

T_R : Taux de raccordement au réseau.

T_s : Temps de séjour.

V : Vitesse de l'écoulement.

V_B : Volume des boues.

V_b : Volume du bassin.

V_d : Volume du décanteur.

V_e : Vitesse du passage des particules.

X : Masse bactérienne.

X_a : Concentration des boues dans le bassin.

X_{dur} : Quantité des matières sèches non dégradables.

X_{eff} : Fuite des MES avec l'effluent.

X_{min}: Quantité des matières minérales éliminées.

X_r : Concentration des boues recyclées.

X_t : Masse des boues dans le bassin.

α : Angle d'inclinaison de la grille.

β : Fraction de surface occupée par les barreaux.

β_0 : Coefficient de forme.

$\eta_{ép}$: Rendement de l'épuration.

λ : Coefficient de perte de charge.

ΔH : Perte de charge.

De même, nous avons utilisé:

A.P.C: Assemblée Populaire Communale.
STEP : Station d'Epuration.

S.A.U : Superficie agricole Utile.

S.A.T: surface agricole total.

S.A.A : Société Algériennes des assurances.

E.A.C : Exploitation Agricole Collective

E.A.I : Exploitation Agricole Individuelle

ANRH : Agence Nationale des Ressource Hydraulique

ONM : Office National de Météorologique

Introduction générale

Le développement durable implique pour l`Homme une maîtrise de ses rejets domestiques et urbains et la rareté de l`eau ainsi que l'importance de sa sauvegarde exige la nécessité de traiter les rejets en eaux usées pour protéger nos ressources hydriques. Pour cela, il est important de mettre en place des systèmes de collecte et de traitement appropriés.

La qualité de l'eau est tout d'abord une question de protection de la santé publique.

Ce constat s'applique autant à l'eau servant à la consommation humaine qu'aux activités de contact direct avec l'eau.

Par ailleurs, la vie de l'être humain, de la flore et de la faune et le développement des sociétés ne peut être envisagée sans une eau de qualité et des écosystèmes aquatiques en santé.

En peu d'années, les problèmes de l'eau s'aggravent, le développement des activités humaines s'accompagne inévitablement d'une production croissante de rejets.

Les ressources en eau ne sont pas inépuisables. Leurs dégradations, sous l'effet des rejets d'eaux polluées, peuvent non seulement détériorer gravement l'environnement mais aussi entraîner des risques de pénurie, d'où la nécessité de traiter ces eaux usées avant de les rejeter dans le milieu récepteur.

L'installation des systèmes d'épuration en aval des réseaux d'assainissement, constitue une des solutions si non la seule capable de préserver ces ressources. Outre la dépollution des effluents, ces installations permettent la mobilisation d'un volume important d'eau apte à être réutilisé aussi bien dans l'agriculture que dans l'industrie.

Selon la nature et l'importance de la pollution, différents procédés peuvent être mis en œuvre pour l'épuration des eaux résiduaires en fonction des caractéristiques de celles-ci et du degré d'épuration souhaité.

Le cas que nous traitons dans cette étude est celui du rejet des eaux usées urbaines des villes de MEFTEH et de DJEBABRA et leurs agglomérations secondaires dans la wilaya de BLIDA.

Nous allons donc s'intéresser dans cette étude, a la conception d'une station d'épuration par boues activées qui aura l'avantage d'être peu coûteuse, efficace et fiable, et par conséquent résoudre les désagréments engendré par ces derniers afin de préserver le milieu naturel et protéger la santé publique contre toute nuisance et une éventuelle réutilisation de ces eaux usées épurées en agriculture.

Chapitre I

Présentation

De la zone d'étude

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

I.1. Introduction

Toute étude d'assainissement d'une zone urbanisée, d'un espace libre ou d'une zone d'extension raccordée au réseau existant tien compte de tous les facteurs (topographie, l'urbanisme, climat, qualité des sols,…).

I.2. Situation géographique du site

La wilaya de Blida est située dans la partie nord du pays. Dans la zone géographique du tell centrale. Elle est limitée au nord par les wilayas de Tipaza et d'Alger, a l'ouest par la wilaya d'Ain Defla, au sud par la wilaya de Médea et à l'ouest par les wilayas de boumerdess et de Bouira.

I.2.1. Délimitation de la zone d'étude

Les populations concernées par cette étude seront celles des communes de Meftah et de Djebabra dans la Daïra de Meftah (Wilaya de Blida**)**

I.2.2. Localisation géographique

La Daïra de Meftah se situe à l'extrême Est de la plaine de la Metidja. Elle s'étend sur une superficie de 5512 hectares et est délimitée :

- A l'Est par les communes de Khemis El Khechna et Hammedi (w Boumerdès)
- Au Nord par les communes de Les Eucalyptus et Sidi Moussa (w Alger)
- Au Sud par les communes de l'Arbaa et Souhane (w de Blida)
- A l'Ouest par la commune de l'Arbaa (w de Blida)

Cette daïra est composée d'un ensemble d'agglomérations dénommées.

Commune de Meftah:

- Agglomération de Chef lieu : Ville de Meftah
- Agglomérations secondaires : Souakria, Zayane, El Hanaichia, Mahada, El Borg Sidi Hammad et Saf Saf
- Zones Éparses : Traikia, Zougari, El Ksar,Sidi El Mekhfi, Khlafa, Zoughaghem, Djouadil,Seraidjial, Amamir, Zerouala .

Commune de Djebabra :

- Agglomération de Chef lieu : Ville de Djebabra
- Agglomérations secondaires : G'haliz Siakhene, Djemaia, Nkakba
- Zones Éparses : ZE Djebabra, fouaga, Draa Djenain,El Hdid,Elmaaden Ouled Ali, Amarchia, Redkha Thata, Siakhene.

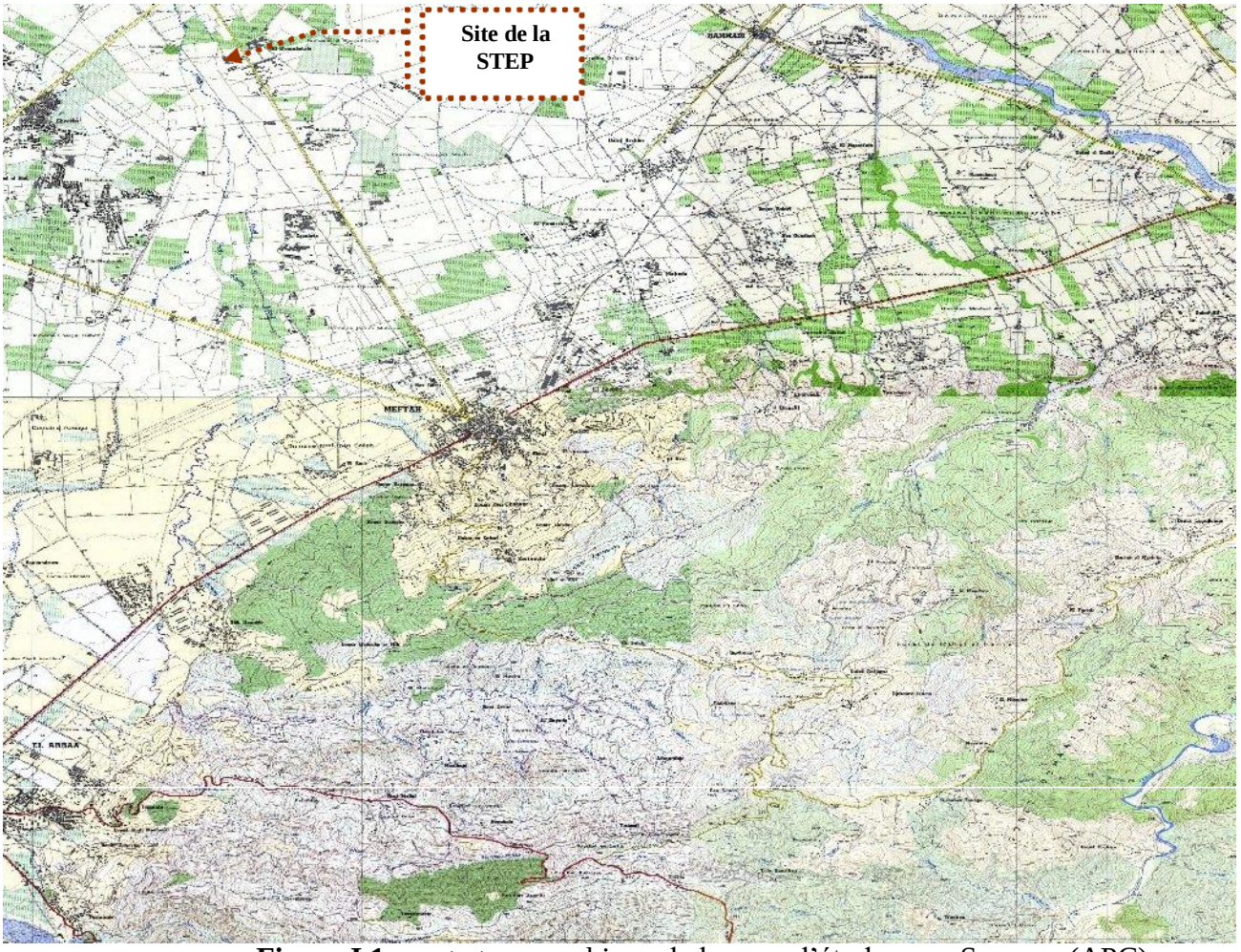


Figure I.1 : carte topographique de la zone d'étude. Source : (APC)

I.2.3. Site de la station d'Épuration

Le site le plus propice du point de vue écoulement hydraulique est situé à l'extrémité Nord de la commune de Meftah.

Ce terrain d'environ 14 ha, situé dans la Wilaya d'Alger, appartient à un domaine agricole bordé à l'Ouest par l'Oued Sidi akacha et à l'est par le village d'Eldjemhouria (w. Alger) et au Nord par la zone de sécurité de l'Aéroport International dans la Wilaya d'Alger.

I.3. Situation climatique

L'aspect climatique est un facteur important à considérer pour un projet de station d'épuration, la zone d'influence est homogène sur le plan climatique. Elle est de type méditerranéen à deux saisons :

- Une saison froide et humide, située généralement entre septembre et mai et une saison chaude et sèche qui va de juin à août. Seule la pluviométrie présente une certaine hétérogénéité dans sa répartition spatiale.

Les phénomènes secondaires (grêle et sirocco) sont de courte durée.

Les données climatiques concernant le site sont données comme suit :

I.3.1. Précipitation

Selon les données de la station météorologique d'Ouled Ali (khmisse El khechna), La zone de Meftah est caractérisée par des précipitations annuelles variant entre 309,7 (2001-2002) et 845 mm (2002-2003)

Les pluies sont généralement irrégulières et surtout torrentielles. La sécheresse caractérise le mois de Juin, Juillet, et Août, mais elles peuvent être précoce (Mai).

Tableau I.1: pluie maximale journalière pour l'année 2011-2012:

(Code station : 020627, X=553km ,Y=371.65km ,Z=67m)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aoû
Pluviométrie (mm)	12,8	10,6	38,7	22,6	19,6	47,5	36	41,5	10,7	0	0	40,2

Source : ANRH Blida

Mois pluvieux (>100 mm): Novembre, février, mars.
Mois secs (<3 mm) : Juin, Juillet.

I.3.2. Température

Tableau I.2 : Répartition mensuelle de la température (Période : 1994-2008)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aoû
T (°c)Max	27,9	25,6	19,9	18,6	16,8	17,4	17,6	19,1	23,9	26,5	35,7	34,2
T (°c)Min	22	17,1	13,4	10,5	7,4	0	12,6	12,9	17	22,2	26,5	27,3
T (°c)Moy	25	20 ,2	10.8	16,2	11,3	9,3	15	16	20,3	19,6	33	31,9

Source : ONM

On remarque que la température moyenne mensuelle diminue pendant le moi de novembre et les trois mois d'Hiver (Décembre, Janvier, Février) et atteint le minimum de 9,3°C en Février, elle augmente pendant les trois mois d'été (Juin, Juillet, Août) et atteint le maximum de 33°C en Juillet.

I.3.3. Vents :

Le vent jouent un rôle important car il conditionne le choix de l'orientation géographique du site d'implantation .En effet, sa direction, son intensités, et sa fréquence interviennent dans la propagation des poussières lors de la phase de construction de la station d'épuration et des odeurs lors de la phase d'exploitation de la station d'épuration ; il s'agit d'un facteur important dans l'élaboration du système de protection de la station d'épuration, car le vent se détermine par sa vitesse et sa direction.

Les valeurs concernant la vitesse du vent est représentées dans le tableau suivant :

Tableau I.3 : les valeurs mensuelles moyennes des vitesses du vent (Période : 1994-2008)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Vitesse (m/s)	0,7	1,7	0,8	0,6	0,3	0,4	0,2	0,4	0,5	0,4	0,3	0,4

Source : ONM

Et pour la direction des vents dominants sont du Nord-Ouest.

I.3.4. Evaporation

L'évaporation moyenne mensuelle varie de 85,3 à 193,5 mm.

Tableau I.4 : Répartition mensuelle de l'évaporation (Période : 1994-2008)

Mois Ev (mm)	Sep	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aoû
Max	156,6	192,3	195,5	224,1	170,3	102	186,4	162,7	308,9	277,4	308,9	233,4
Min	48,41	23,2	38,8	28,4	26,4	21,5	31,1	70,8	80,5	56,6	40	153,6
Moy	102,5	107,8	117,2	126,3	98,35	85,3	108,8	116,8	194,7	167	160,7	193,5

Source : ONM

I.3.5. Humidité relative

Les valeurs de l'humidité sont représentées dans le tableau ci-dessous

Tableau I.5 : Répartition mensuelle de l'humidité (Période : 1994-2008)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Hmoy(%)	51,5	61	59	57	60,5	50	52	59	52	52	50	50

Source : ONM

Les valeurs maximales sont atteintes en Octobre, Janvier (61 et 60,5 %) et minimales en Juliet Aout (50 %).

I.4. Topographie

Le territoire de la zone d'étude est composé de deux grands ensembles morphologiques : La plaine et la montagne

La Plaine :

Elle couvre environ 65% de la commune (3583 hectares) et est a caractère essentiellement agricole. Elle est dirigée vers le Nord avec une pente de 5,5% et d'Est en Ouest avec une pente de 6%

La Montagne :

Elle couvre la partie Sud de la Ville de Meftah et couvre environ 35% de la surface communale. L'ensemble montagneux est constitué d'une série de hautes collines d'altitude atteignant 509 m séparées par des Oueds. Les pentes sont fortes, en général supérieures a 15%

I.5. Caractéristiques géologique et hydrogéologiques

I.5.1. Géologie

La description lithologique permet d'apprécier les caractéristiques géologiques de la zone d'étude qui est constituée de deux ensembles physiques

La plaine de Mitidja: Les faciès géologique sont formés d'une épaisse couche de sédiments alluvionnaires quaternaires; d'alluvions de basses terrasses, et des terrasses des vallées.

La montagne (l'Atlas blidéen) : qui couvre la frange Sud de la wilaya et qui fait partie de l'Atlas Tellien, la composition géologique de la zone montagneuse est variable, des roches constituées d'argiles, des marnes, des grés et de quartzites.

I.5.2. Hydrogéologie

La connaissance des natures des terrains est très importante pour l'étude hydrogéologique

On distingue :

Des terrains à très faible perméabilité, ils occupent essentiellement le sud de la région.

Des terrains à perméabilité élevée (calcaire, alluvions), se localisent au Nord de la zone, les ressources en eau sont généralement importantes, ils représentent globalement 50% de la superficie totale.

Des terrains à moyenne perméabilité, se situent à l'extrême Est de la zone d'étude

Une grande partie de la zone d'étude appartient à la plaine de Mitidja; elle renferme deux grandes nappes :

- La nappe des alluvions du quaternaire
- La nappe des grès de l'astien

La nappe alluviale du quaternaire est constituée d'alluvions, de sable et de graviers avec limons ainsi que des intercalaires argileuses ;

L'épaisseur moyenne de la couche alluvionnaire est de 150m. En novembre 2000 le niveau piézométrique est à 52m. Cet aquifère est très sollicité pour l'alimentation d'eau potable, par les eaux des pluies et par les eaux de ruissellement des oueds.

La nappe de la Mitidja est dans un état de surexploitation, principalement à cause de la faible pluviométrie et de la multiplication des forages d'exploitation, et l'adjacence avec la mer méditerranéenne se pose le problème de l'intrusion marine qui est un phénomène très dangereux et son aggravation dans l'aspect irréversible.

I.5.3. sismicité

L'Algérie est découpée en quatre zones sismiques :

- zone 0 : sismicité négligeable
- zone 1 : faible sismicité
- zone 2 : Moyenne sismicité
- zone 3 : Forte sismicité

L'ensemble du territoire de la wilaya de Blida est classée dans la zone sismique 3.

Il est important de prendre en considération, en aménagement, ces mouvements de la terre et surtout la fréquence de ces évènements naturels.

Toutes construction futures doit prendre en considération les valeurs actualisées après le séisme du 21 mai 2003 mentionnées dans le nouveau Règlement Parasismique Algérien élaboré par le Centre National de Recherche Appliquées en génie Parasismique d'Alger. Ce règlement désigne les nouveaux coefficients à appliquer dans le calcul de toutes les structures de la future station d'épuration de Meftah .

I.6. Hydrologie

La connaissance du réseau hydrologique exige une classification des cours d'eau. d'une manière générale, le réseau hydrographique est particulièrement dense à l'amont; ceci est dû à l'humidité du climat, à la pente et à la présence de terrains de très faible perméabilité, ce qui favorise le ruissellement aux dépens de l'infiltration.

De nombreux affluents prennent leurs sources dans l'Atlas Blidéen, déversant leurs eaux dans les principaux oueds traversant la région, tel que :
Oued khadra : traversant la partie est du centre ville de Meftah et evacue ses eaux dans l'Oued Smar.
Oued Zerga : traversant la partie ouest du centre ville de Meftah.
Oued Elmokhfi : c'est le talweg qu'il reçoit les eaux d'Oued Zerga et quelque Chaabets .
Oued Sidi Hammad : évacue les eaux de la zone de Sidi Hammad.
Les deux Oueds Elmokhfi et Oued Sidi Hammad traversent la partie nord de la commune de Meftah et déversent leurs eaux dans l'oued sidi Akacha au voisinage du village d'Eldjemhouria dans le territoire de la wilaya d'Alger où se trouve le site de notre future station d'épuration.

La zone d'étude fait partie des bassins versants des Oueds Mokhfi et Khadra et ces derniers appartiennent au bassin versant d'El harrach; il s'étend de Bouinane à Meftah, d'une superficie de 1207 km2, il est limité au nord par le Sahel et la mer, au sud par l'Atlas blidéen, et il présente un écoulement de direction sud-nord avec exutoires vers la mer.

I.7.situation démographique

L'évaluation des perspectives démographiques se base sur la connaissance du taux global d'accroissement de la région considérée, selon la loi de croissance géométrique :

$P_n = P_0 * (1 + r)^n$ Où n = nombre de périodes $(t_n - t_1)$;

r = taux de croissance de chaque période exprimé en % ;

P_0 = population au temps t_0.

E n effet, pour la zone d'étude la baisse du taux d'accroissement naturel est un phénomène connu qui s'est matérialisé durant les décennies : 66, 77,87 et surtout après 1987 ou toutes les études montrent que cette baisse est due aux principaux facteurs d'aménagement liés à la démographie et aux possibilités socio-économiques que peut offrir la commune, et, aux autres événements de sécurité vécus par les habitants.

Par conséquent, un ralentissement progressif vers une régression du volume de la croissance de la population sera attendu à long terme.

I.7.1- Données actuelles

On va étudier notre population en tenant compte le dernier recensement en 2008

I.7.1.1. Population 2008

Les données statistiques issues du dernier recensement de 2008 pour la zone d'étude sont les suivantes :

Tableau I.6 : Les données statistiques de la zone d'étude du dernier recensement de 2008 (Commune de Meftah) :

Localités	Ménages	Population 2008
Meftah ACL	7 022	40 754
Souakria	1 063	5 804
El Borg	417	2 399
Zayane	495	3 095
El Hanaichia	33	2 081
M'Hada	323	1 859
Sidi Hammad	510	2 963
Saf Saf	129	795
Zone Eparse	828	4 661
Total Commune de Meftah	**11 120**	**64 409**

Source : (APC Meftah)

Tableau I.7 : Les données statistiques de la zone d'étude du dernier recensement de 2008 (Commune de Djebabra) :

Localités	Ménages	Population 2008
Djebabra ACL	218	1 382
G'haliz Siakhene (AS)	173	999
ZE Djebabra, fouaga, Draa Djenain,El Hdid,Elmaaden	57	390
ZE Djemaia, Nkakba	105	626
ZE Ouled Ali, Amarchia, Redkha Thata, Siakhene	5	22
Total Commune Djebabra	**558**	**3 419**

Source : (APC Djebabra)

Tableau I.8 : Population totale de la zone d'étude (2008) :

Localités	Ménages	Population 2008
Total Commune de Meftah	**11 120**	**64 409**
Total Commune de Djebabra	**558**	**3 419**
Total Zone d'Étude	**11 678**	**67 828**

Soit une moyenne de 5,8 personnes par ménage

Note : Un projet de construction d'une ville nouvelle de 10 000 logements (soit 65 000 nouveaux habitants) à Sidi Hammad dans la commune de Meftah est en cours d'étude. Son impact sera étudié.

I.7.2. Evaluation de la population

I.7.2.1 Estimation de l'évolution de la population a moyen et a long terme Sans la nouvelle ville de 10 000 Logements à Sidi Hammad

Tableau I.9 : Estimation du nombre d'habitants Sans la nouvelle ville :

Agglomération	Population 2008	Population 2025	Taux %	Population 2040	Taux %
CL Meftah	40754	60992	2,40	83061	2,25
AS Meftah	18994	27043	2,10	43185	2,60
ZE Meftah	4661	5626	2,00	7746	1,60
CL Djebabra	1382	2069	2,40	2817	2,25
AS Djebabra	999	1423	2,10	2272	2,60
ZE Djebabra	1038	1454	2,00	1725	1,60
TOTAL de la Zone d'Étude	67828	98607	2,17	140806	2,15

Source : (APC Meftah)

I.7.2.2 Estimation de l'évolution de la population a moyen et a long terme de la nouvelle ville de 10 000 Logements à Sidi Hammad

Tableau I.10 : Estimation du nombre d'habitants de la nouvelle ville :

Agglomération	Population 2008	Population 2025	Taux %	Population 2040	Taux %
Nouvelle ville	0	65000	2,40	90754	2,25

Source : (APC Meftah)

I.7.2.3 Estimation de l'évolution de la population a moyen et a long terme avec la nouvelle ville de 10 000 Logements à Sidi Hammad:

Tableau I.11 : Estimation du nombre d'habitants totale :

Agglomération	Population 2008	population 2025	Taux %	Population 2040	Taux %
Sans la Nouvelle Ville	67828	98607	2,17	140806	2,15
Nouvelle ville	0	65 000	2,40	90754	2,25
TOTAL de la Zone d'Étude avec la nouvelle ville	67828	163607	2,29	231560	2,2

I.8. Infrastructures de la zone d'étude

I.8.1. Les activités principales

La structure de l'emploi offerte à la population de la zone d'étude, par branche d'activité économique pour l'année 2002, était repartie comme suit :

Tableau I.12 : structure de l'emploi :

Activité	Agriculture		Industrie		BTP		Services et autres	
	Effectif	%	Effectif	%	Effectif	%	Effectif	%
Total zone d'étude	902	16.64	1260	22.57	580	10.39	2814	50.40

Source : (APC Meftah)

Le commerce de détail comprenait 227 magasins d'alimentation générale ainsi qu'un marché de grande surface pour les fruits et légumes.

I.8.2- Les Équipements existants

Tableau I.13 : statistiques des équipements existants :

Type de l'équipement		Nombre
Sanitaires	Hôpitaux	**01 (240lits)**
	Polycliniques	**01**
	Centres de santé	**01**
	Maternité	**01**
	Centres médicaux sociaux	**23**
	Cabinets dentaires	**08**
	Laboratoires d'analyses	**01**
	Pharmacies	**19**
	Centre médico-sociaux	**01**
	Salle de soins	**05**
Administratifs	Siège APC	**2**
	Siège Daïra	**01**
	Agence postale	**03**
	Centrale téléphonique	**01**
Sécurité	Sûreté nationale	**3**
	Garde communale	**04**
	Gendarmerie nationale	**01**
Finance	Banque BADR	**01**
	S.A.A.	**01**
	Impôts	**01**
Culturels	Centre culturel	**01**
	Bibliothèque	**01**
	Association culturel	**06**
	Mosquées	**09**
jeunesses et Sports	Maison de jeunes	**01**
	Stades de football	**06**
	Salles de sports	**03**
	Aires de jeux	**01**
	Salles spécialisées	**06**

Source : (APC Meftah)

I.8.3. L'Agriculture

La surface agricole est partagée en plusieurs secteurs publics et privés, dont la répartition des exploitations agricoles est résumée par les tableaux suivants :

Tableau I.14 : Répartition générale des terres agricultures de la commune de Meftah :

Répartition des terres			**Hectares**
Superficie agricole Utile (S.A.U.)	Terres labourées	Cultures herbacées	**1607**
	Cultures permanentes	Jachères	**360**
		Prairies naturelles	_
		Vignobles	**35**
		Plantation d'arbres Fruitiers	**774**
	Total S.A.U.	Dont S.A.U. à Irriguer	**2776**
			1670
Pacages et parcours			**829**
Terre improductives des exploitations			**995**
Total des terres utilisées pour l'agriculture S.A.T.			**4600**
Superficie Forestière			**612**
Superficie totale de la commune			**5212**

Source : (APC Meftah)

Tableau I.15 : Répartition des exploitations agricoles :

Commune	**E.A.C.**		**E.A.I.**	
	Superficie (Ha)	Nombre	Superficie (Ha)	Nombre
Meftah	**2008**	**66**	**132**	**21**

Source : (APC Meftah)

I.9. Situation hydraulique

Une subdivision de la DHW de Blida est installée au centre de la ville de Meftah, à proximité siège de la Daïra et de l'APC.

I.9.1. Alimentation en eau potable

Les ressources disponibles se trouvent au nord de la ville.
Le réseau d'AEP total de la ville de Meftah a été estimé en 2008 de 73764 Ml avec un taux de raccordement de 96%, de même pour la commune de Djebabra , 6996 Ml de réseau projeté avec un taux de raccordement de 95% **.**

I.9.1.1 Adduction

La conduite d'adduction est en amiante ciment de diamètre 150mm et de construction ancienne .deux conduites récentes en acier de diamètre 200mm et 160mm.

I.9.1.2 Distribution

La ville de Meftah est actuellement alimentée par réseau maillé de diamètres 150mm et 300mm.

L'agglomération chef lieu de Djebabra et les agglomérations secondaires et aussi des zones épares, sont alimentés par des réseaux ramifiés.

I.9.2. Assainissement

I.9.2.1- État actuel du réseau d'assainissement

Pour l'assainissement il est estimé en 2008 que plus de 45990Ml de réseau projeté avec un taux de raccordement de 96 %, ainsi pour la commune de Djebabra ; plus de 6044Ml de réseau projeté et de 98% de raccordement.
La commune de Meftah est dotée d'un vieux réseau unitaire réalisé en 1954, rénové en partie et ayant fait l'objet d'extensions suite à l'expansion de la ville.
Il est constitué de collecteurs primaires et secondaires de diamètres variant de DN300 a DN900. Ces collecteurs permettent le drainage des eaux usées et pluviales vers des points de rejets « a ciel ouvert » sans prétraitement préalable.
Cependant, les zones éparses et certaines agglomérations telles que Sidi Hamad sont totalement dépourvues d'un réseau d'assainissement et d'avaloirs pour le drainage des eaux pluviales.

- **Rejets chef-lieu**

Ils sont pris en charge en leurs parties :
-nord-est et sud-est par le collecteur qui arrive au rejet final n°1 vers « oued Khadra » ;
-nord-ouest et sud-ouest par le collecteur qui arrive au rejet final n°2 vers « oued EL Makhfi » prolongement de l'oued « Sidi Hamad ».

- **Rejets des zones secondaires :**
  - **Rejet n°3 :**

Ils prennent en charge les rejets de la partie sud-ouest de la commune de Meftah « Sidi Hamad »

  - **Rejet n°4 :**

Ce sous bassins prend en charge les eaux usées de la partie nord-ouest de la zone d'étude « Souakria ».

  - **Rejet n°5 :**

Il prend en charge les rejets de la partie ouest « EL Bourg ».

  - **Rejet n°6 :**

Il prend en charge le rejet de l'agglomération secondaire « EL Hanaichia »

Les rejets pris en charge dans le calcul de ces deux collecteurs d'amène sont les suivants :

Tableau I.16 : Caractéristiques de réseau d'assainissement de la zone étudiée :

Noyau	Diamètre du rejet (mm)	Lieu du rejet
ACL -MEFTAH-EST	Ø600	Fossé donnant sur Oued Khedra
ACL -MEFTAH-OUEST	Ø500	oued Zerga
Zougari 1	Ø400	Oued Khedra
Zougari 2	Ø400	Oued Khedra
Zougari 3	Ø400	Oued Khedra
Soukaria	Ø900	oued Souakria
Seraidjia	Ø600	Oued Mokhfi
Hanachia +M'hada	Ø600	Oued Khedra
El Bourg	Ø700	Chaaba Puis Oued Mokhfi
Douar Bargoug	Ø400	oued Zerga
Sahraoui	Ø500	Oued Mokhfi
Sidi Hamed	Ø400	Chaabet sidi hamed
Usine ERCC	Ø400	Fossé donnant sur oued Khedra
Cimenterie	Ø400	Fossé

Source : (subdivision de l'hydraulique de Meftah)

I.10.Conclusion

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du point de vue topographie, géologie, démographie ainsi que la situation hydraulique, Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

Chapitre II

Les Procédés d'épuration

CHAPITREII : Les procédés d'épuration

II.1.Introduction

L'épuration biologique est, et restera sans doute encore longtemps, le mode de traitement le plus utilisé pour assurer l'élimination de la pollution organique biodégradable des effluents urbains, car est de loin le plus économique en exploitation.

II.2.Choix de procédé de traitement

Pour le choix de procédé d'épuration en tient compte de :

- La qualité du milieu récepteur et les usages de l'eau.
- Le type de réseau : fonctionnement d'une station d'épuration conventionnelle est adapté à un assainissement de type séparatif qui assure un débit régulier des eaux usées.
- La pollution : en fonction du type de pollution, diffèrent types de procèdes peuvent être utilisés.
- La population : dans les communes ou la population peut varier considérablement durant l'année, le lagunage s'avère un procède adapté. Il y a également possibilité d'utiliser un procède physico-chimique.
- les caractéristiques du terrain : emplacement, topographie, surface disponible.
- Le coût de l'exploitation : prenant en compte les frais de main d'œuvre, les frais énergétiques, l'entretien et le renouvellement du matériel.
- Les problèmes d'exploitation et fiabilité des installations.

II.3. Le relevage

Le transport des eaux usées dans les collecteurs se fait généralement par gravité, sous l'effet de leurs poids. Une station de relèvement permet d'acheminer les eaux dans la station d'épuration lorsque ces dernières arrivent à un niveau plus bas que les installations de dépollution. Cette opération de relèvement des eaux s'effectue grâce à des pompes submersibles ou à vis d'Archimède.

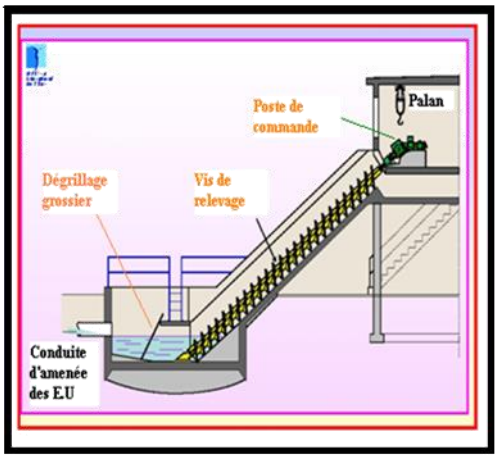


Figure II.1: Relevage grâce a un vice d'Archimède

Figure II.2: Relevage grâce à une pompe

II.4.Les différentes étapes du traitement des eaux usées

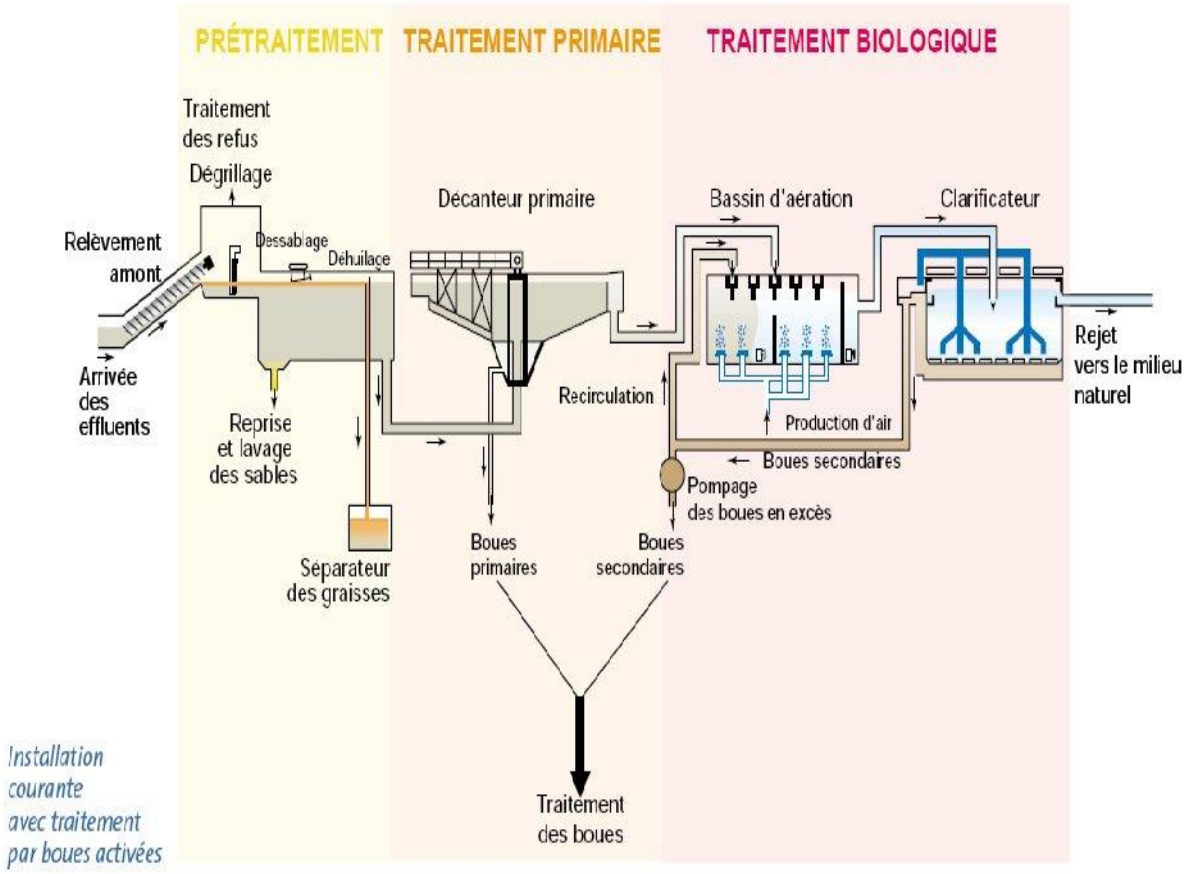


Figure II.3 : les étapes de traitement des eaux usées.

II.4.1.Les prétraitements

Les dispositifs de prétraitement sont présents dans toutes les stations d'épuration quels que soient les procédés mis en œuvre à l'aval.
Ils ont pour but d'éliminer les éléments solides ou particulaires les plus grossiers, susceptibles de gêner les traitements ultérieurs ou d'endommager les équipements : déchets volumineux (dégrillage), sables (déssablage) et corps gras (dégraissage-déshuilage).

II.4.1.1. Le dégrillage

Il consiste à faire passer les eaux usées au travers d'une grille dont les barreaux, plus ou moins espacés, retiennent les éléments les plus grossiers. Après nettoyage des grilles par des moyens mécaniques, manuels ou automatiques, les déchets sont évacués avec les ordures ménagères.
On classifiera les grilles selon leurs écartements :

- Pré dégrillage : pour grille à barreaux espacés de 30 à 100 mm.
- Dégrillage moyen : pour grille à barreaux espacés de 10 à 25 mm.
- Dégrillage fin : pour grille à barreaux espacés de 3 à 10 mm.
- Tamisage : pour tamis à orifices de 0.3 à 5 mm.

Il ya plusieurs types de grilles :

- **Grilles manuelles**

Les grilles manuelles sont composées de barreaux droits en acier, de section cylindrique ou rectangulaire. Ces grilles peuvent être verticales, mais sont le plus souvent inclinées de 60 à 80 ° sur l'horizontale dans le cas où le débit d'effluent est important.
Lorsque le nettoyage est manuel, la surface de la grille doit être calculée largement pour éviter la nécessité d'interventions trop fréquentes, surtout si l'écartement entre barreaux est inférieur à 20 mm.

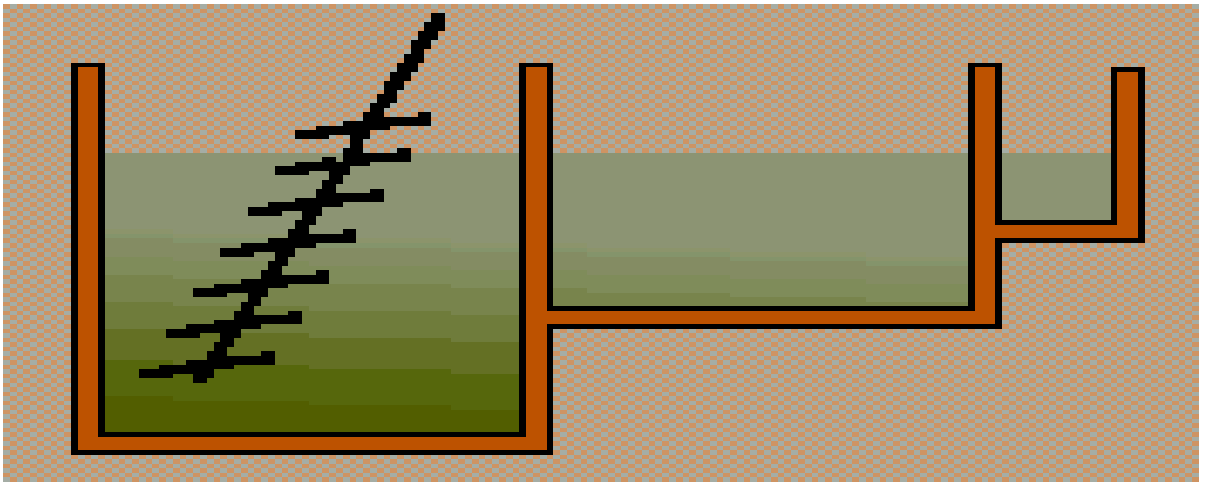


Figure II.4: la grille manuelle

- **Grilles mécaniques**

Ce sont des grilles à nettoyage automatique et sont utilisées à partir d'une certaine importance de la station (au delà de 2000 équivalents-habitants), pour éviter ainsi un colmatage rapide des grilles.

- **Grille mécanique à nettoyage par l'aval**

  Le mécanisme de nettoyage se trouvant placé à l'aval du champ de grille, généralement vertical ou incliné de 60° à 80° sur l'horizontale.

- **Grille mécanique à nettoyage par l'amont**

  Le mécanisme est assuré par un ou deux peignes montés à l'extrémité de bras, utilisée généralement pour les grilles dont l'espacement des barreaux est inférieur à 20 mm (grilles fines).

Figure II.5: grille mécanique

Figure II.6: grille mécanique droite

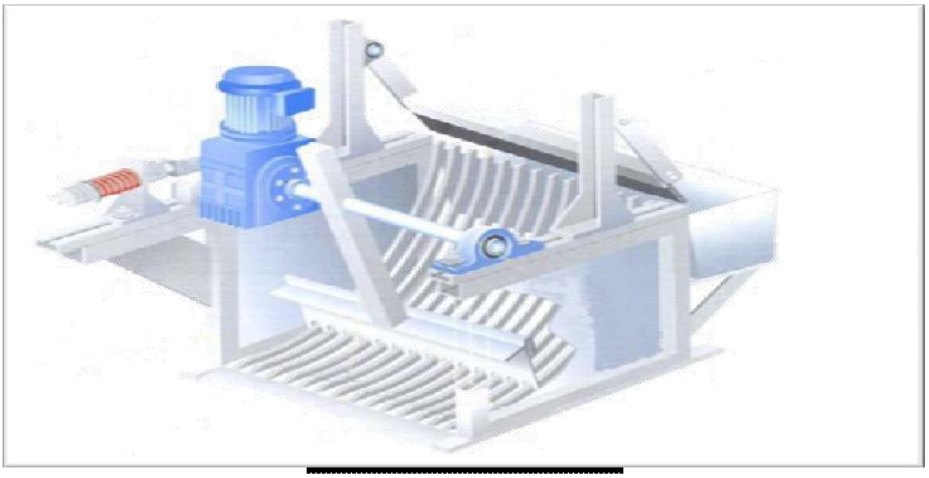


Figure II.7 : grille mécanique courbé

II.4.1.2. Le dessablage

Réalisé par décantation, le dessablage vise à éliminer les sables et les graviers. L'écoulement de l'eau à une vitesse réduite dans un bassin appelé « déssableur » entraîne leur dépôt au fond de l'ouvrage. Ces particules sont ensuite aspirées par une pompe. Les sables récupérés sont essorés, puis lavés avant d'être envoyés en décharge, soit réutilisés, selon la qualité de lavage.

Le dessablage a pour objectif de :

Eviter les dépôts dans les canalisations induisant leur bouchage.

Protéger les pompes et autres organes mécaniques contre l'abrasion et l'usure.

Eviter de perturber les autres stades de traitements, en particulier le réacteur biologique.

Réduire la production des boues.

On distingue :

Les dessableurs couloirs : (à écoulement rectiligne), dont la vitesse d'écoulement est variable ou constante

Les dessableurs circulaires, à alimentation tangentielle à brassage mécanique ou à insufflation d'air (pour éviter les dépôts de matières organiques, en heures creuses, avec faible débit).

Les dessableurs rectangulaires à insufflation d'air : On insuffle de l'air qui provoque une rotation de liquide et crée ainsi une vitesse constante de balayage du fond, perpendiculaire à la vitesse du transit. Le sable est extrait soit mécaniquement par raclage vers un poste de réception, puis repris par pompage, soit directement par pompe suceuse montée sur pont roulant.

II.4.1.3. Le dégraissage-déshuilage

Les opérations de dégraissage-déshuilage consistent à séparer de l'effluent brut, les huiles et les graisses par flottation. Ces derniers étant de densité légèrement inférieure à celle de l'eau. L'injection des micros bulles d'air permet d'accélérer la flottation des graisses . Souvent ces opérations sont combinées dans un même ouvrage où la réduction de vitesse dépose les sables et laisse flotter les graisses ;enlève ainsi de l'eau les éléments grossiers et les sables de dimension supérieur à 200 microns ainsi que 80 à 90% des graisses et matières flottantes (soit 30 à 40% des graisses totales).

II.4.2 Les traitements primaires

Après les prétraitements, il reste dans l'eau une charge polluante dissoute et des matières en suspension.

La principale opération effectuée dans le traitement primaire est la décantation. Elle consiste à éliminer les particules en suspension dont la densité est supérieure à celle de l'eau.

Cette opération vise à extraire de l'eau les matières en suspension d'origine minérales ou organiques décantables de la fraction liquide par sédimentation permettant d'éliminer jusqu'à 35 % de la DBO_5 et 60 % environ des MES de l'effluent prétraité.

La vitesse lente de l'eau permettra le dépôt des matières en suspension au fond du décanteur constituant des boues primaires fraîches. Celles-ci doivent être rapidement éliminées afin d'éviter la fermentation, elles rejoindront alors les boues secondaires (provenant du traitement secondaire) qui seront traitées par la suite.

La vitesse limite de chute qui définit encore la vitesse ascensionnelle maximale admise sur le décanteur appelée encore charge superficielle :

$$\mathbf{V_{lim}=Q/S \quad en\ m/h\ ou\ m^3/m^2\ h}$$

La charge superficielle doit être suffisamment faible pour ne pas perturber la décantation (de l'ordre de 3 à 6 m/s en périphérie).

En réseau séparatif, la charge superficielle admise est de 2,50 m/h sur le débit de pointe. Dans le cas de réseau unitaire, elle est déterminée par le rapport prévu entre le débit pluvial Q_p admis sur la station et le débit moyen horaire sur 24h des eaux résiduaires Q_m.

La détermination de la charge superficielle du décanteur primaire permet d'en calculer la surface.

La décantation s'effectue dans des ouvrages rectangulaires ou circulaires, munis de racleurs de fond et de surface pour extraire les boues recueillies.

Figure II.8 : Décanteur rectangulaire

II.4.3 Les traitements secondaires

Les traitements secondaires recouvrent les techniques d'élimination des matières polluantes solubles (carbone, azote et phosphore). Dans la majorité des cas, l'élimination des pollutions carbonées et azotées s'appuis sur des procédés de nature biologique. Les procédés membranaires combinent quant à eux des procédés biologiques et physiques.

II.4.3.1 Les traitements physico-chimique

Les traitements physico-chimiques permettent d'agglomérer ces particules par adjonction d'agents coagulants et floculants (sels de fer ou d'alumine, chaux…). Les amas de particules ainsi forés, ou flocs, peuvent être séparés de l'eau par décantation ou par flottation.

II.4.3.1.1 La coagulation

La coagulation a pour but principal de déstabiliser les particules en suspension, c'est-à-dire de faciliter leur agglomération. En pratique ce procédé est caractérisé par l'injection et la dispersion rapide de produits chimiques. **[4]**

II.4.3.1.2 La floculation

La floculation a pour objectif de favoriser, à l'aide d'un mélange lent, les contacts entre les particules déstabilisées. Ces particules s'agglutinent pour former un floc qu'on peut facilement éliminer par les procédés de décantation et de filtration.

II.4.3.1.3 La décantation

La décantation, est un procédé qu'on utilise dans pratiquement toutes les usines d'épuration et de traitement des eaux, a pour but d'éliminer les particules en suspension dont la densité est supérieure à celle de l'eau. Ces particules sont en général des particules de floc ou des particules résultant de la précipitation qui a lieu lors des traitements d'adoucissement ou d'élimination du fer et du manganèse. Les particules s'accumulent au fond du bassin de décantation d'où on les extrait périodiquement. L'eau clarifiée située près de la surface, est dirigée vers l'unité de filtration.

II.4.3.1.4 La filtration

La filtration est un procédé physique destiné à clarifier un liquide qui contient des matières solides en suspension en le faisant passer à travers un milieu poreux. Les solides en suspension ainsi retenus par le milieu poreux s'y accumulent, il faut donc nettoyer ce milieu de façon continue ou de façon intermittente.

II.4.3.2 Avantages et inconvénients des traitements physico-chimique

II.4.3.2.1 Avantage

Généralement pour des collectivités de taille moyenne ou importante (>20000 EH) ;
Bonne élimination des MES et du Phosphore ;
Adaptation aux variations de charges (zone touristiques, industrielles) ;
Insensible au non biodégradabilité des effluents ;
Compacité de l'installation et faible emprise au sol. Cela offre une facilité de couverture et donc de désodorisation et par là une meilleure intégration dans l'environnement (adapté aux zones de montagne, au littoral, aux zones urbaines denses, etc.).

II.4.3.2.2 Inconvénients

Peu adapté aux petites collectivités sans automatisation et sans personnel permanent ;
Élimination incomplète de la pollution organique et de l'azote ;
Coûts d'exploitation élevés (réactifs) ;
Automatisation de l'injection pas toujours satisfaisante pour faire face aux brusques variations de charge ;
Production importante de boues putrescibles.

II.4.3.3 Les traitements biologiques

Le traitement biologique des eaux usées urbaines repose sur la dégradation des matières organiques à l'aide des micro-organismes.

La pollution organique comprend une fraction biodégradable estimée par la demande biologique en oxygène ou **DBO_5** et une fraction non biodégradable estimée par la demande chimique en oxygène ou **DCO** (paramètre de référence de l'eau brute).

Les traitements biologiques ne s'attaquent évidemment qu'à la fraction biodégradable de la pollution organique.

Cette opération n'est effectuer que par l'existence d'une flore bactérienne, dans laquelle on retrouvera des champignons, des larves, etc..., qui dégradent les matières organiques présentent dans l'eau brute pour leurs besoins spécifiques (nutrition, croissance, reproduction)

La dégradation des matières organiques est le résultat du métabolisme bactérien.

Dans la pratique, l'épuration biologique est mise en œuvre de la façon suivante :

- Un réacteur biologique (bassin d'aération, disques, lits ou lagunes) dans lequel l'eau usée est mise en contact avec la biomasse aérée artificiellement ou naturellement.
- Un clarificateur dont le rôle est de séparer l'eau épurée et la boue. Dans le cas d'un lagunage aéré, le dernier bassin (non aéré) fait office de clarificateur. **[9]**

Les principales techniques de l'épuration biologique sont :

II.4.3.2.1 Les procédés intensifs

- **les lits bactériens**
- **les disques biologiques**
- **boues activées**

II.4.3.2.1.1 Lits bactériens

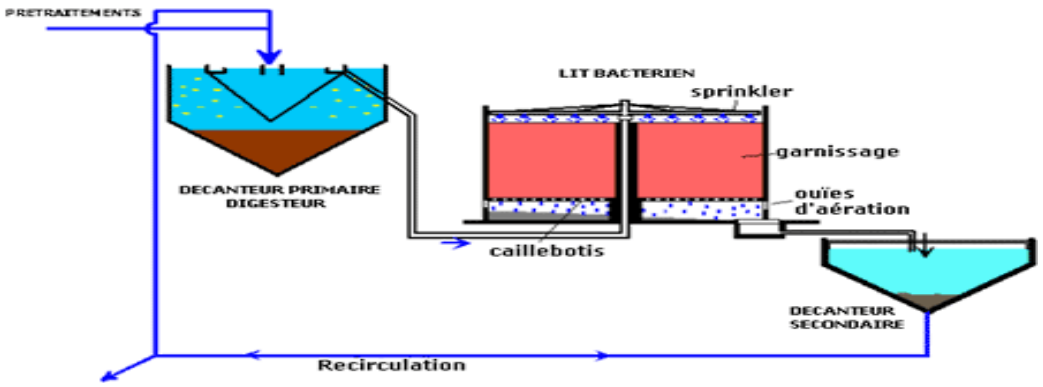


Figure II.9 : fonctionnement des lits bactériens.

L'épuration des eaux par lit bactérien est une méthode d'épuration biologique par cultures fixes. Ce système est le plus souvent utilisé pour les eaux très chargées.
Dans cette méthode les micro-organismes épurateurs sont fixés sur un support poreux (pierre panse, pierre volcanique, plastique, cailloux …etc.) formant une pellicule bactérienne en suite l'effluant est dispersé par une grille de répartition sur toute la surface du lit, l'effluant ainsi dispersé percole lentement a travers le massif filtrant et provoque la prolifération des micro-organismes, une recirculation de l'effluant est parfois nécessaire afin de compléter le traitement.
Lorsque la pellicule bactérienne devient trop importante, elle se détache naturellement; elle doit alors être séparée de l'effluent par décantation. L'eau va donc dans un décanteur secondaire (ou clarificateur) afin d'éliminer les éventuelles boues restantes. **[9]**

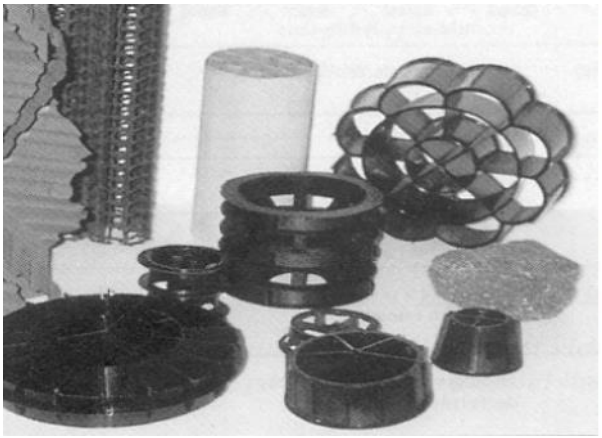


Figure II.10 : Pièces ou matériaux à l'intérieur du lit

Figure II.11 : Le lit bactérien avec garnissage plastique

II.4.3.2.1.1.1 Avantages et inconvénients de lit bactérien

Avantage

Un bon rendement est atteint avec un choix convenable du matériau et des dimensions des pores (augmentation de la surface spécifique). Les lits bactériens sont aussi performants dans le cas d'effluents urbains ou dans le cas de certaines industries spécifiques (parfumeries, agro–alimentaires), l'exploitation d'une station à lits bactériens reste très simple et il n'y a pas de gestion de stock de boues.

Inconvénients

Les traitements préalables doivent être performants, faute de quoi, un encrassage progressif apparaît qui contraint à vider, laver et remettre en place le matériau du lit.
On enregistre de plus de fréquentes odeurs liées au changement de saisons.

II.4.3.2.1.2 Disques biologiques

L'eau usée, préalablement décantée, alimente un ouvrage dans lequel des disques fixés sur un axe sont mis en rotation à vitesse lente. Sur ces disques biologiques en plastique se développe alors un film bactérien. Lors de leur émersion, ces bactéries prélèvent l'oxygène nécessaire à leur respiration et lors de l'immersion, elles absorbent la pollution dissoute dont elles se nourrissent.

Dès que le film biologique dépasse une épaisseur de quelques millimètres, il se détache et est entraîné vers le décanteur final où il est séparé de l'eau épurée. Les boues ainsi piégées sont renvoyées par pompage périodique vers l'ouvrage de tête pour y être stockées et digérée

Les performances de ce procédé sont liées à :

- La profondeur d'immersion des disques (généralement deux mètres) ;
- La vitesse de rotation de l'arbre qui doit être optimale pour permettre une aération et une fixation des bactéries convenable ;
- La température qui doit être comprise entre 15 et 29. **[6]**

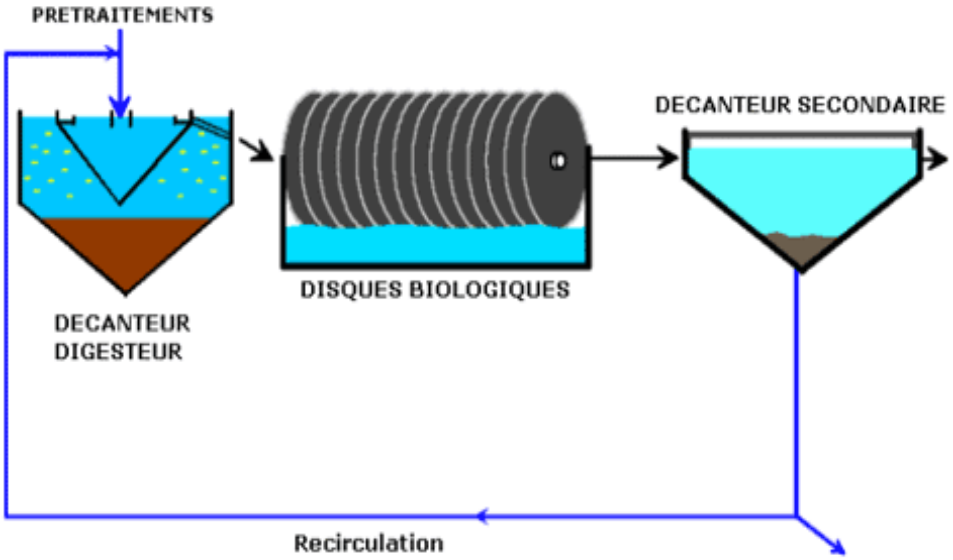


Figure II.12 : schéma du traitement par disques biologiques

Figure II.13 : les disques biologiques.

II.4.3.2.1.2.1 Avantages et inconvénients de disque biologique

Avantages

Ce procédé économique est d'une extrême simplicité d'exploitation.

Inconvénients :

Les disques biologiques ne s'adaptent pas au traitement à forte charge. Ils sont très sensibles à la qualité des eaux à traiter, aux pointes excessives des concentrations et de débits. Ils ne s'adaptent qu'au traitement des effluents de petites agglomérations.

II.4.3.2.1.3 boues activées

Il s'agit d'un système d'épuration aérobie, c'est-à-dire nécessitant un apport d'oxygène. La culture bactérienne est maintenue dans un bassin aéré et brassé.

Un système d'aération permet à la fois d'apporter l'oxygène nécessaire à l'épuration et de brasser les eaux usées. Ce brassage est indispensable pour homogénéiser le mélange et éviter les dépôts. Les matières organiques contenues dans l'eau se transforment en carbone (sous la forme de dioxyde de carbone - CO_2) sous l'action des bactéries. Les résidus ainsi formés, contenant ce stock de bactéries, sont appelés "boues".

Après un temps de séjour dans ce bassin d'aération, l'effluent est renvoyé dans un clarificateur, appelé aussi décanteur secondaire. L'eau épurée est ainsi séparée des boues par décantation.

Ensuite, les boues sont soit envoyées dans une unité de traitement spécifique, en vue de leur épandage agricole ou de leur élimination, soit réinjectées pour partie dans le bassin d'aération. On qualifie cette opération de "recirculation des boues". Ce recyclage d'une partie des boues produites par le système d'épuration permet de maintenir la masse de bactéries contenue dans le bassin d'aération à un niveau compatible avec les performances épuratoires attendues.

Les traitements par boues activées éliminent de 85% à 95 % de la DBO_5, selon les installations.

C'est le traitement biologique le plus simple et le plus fréquemment utilisé actuellement en Algérie.

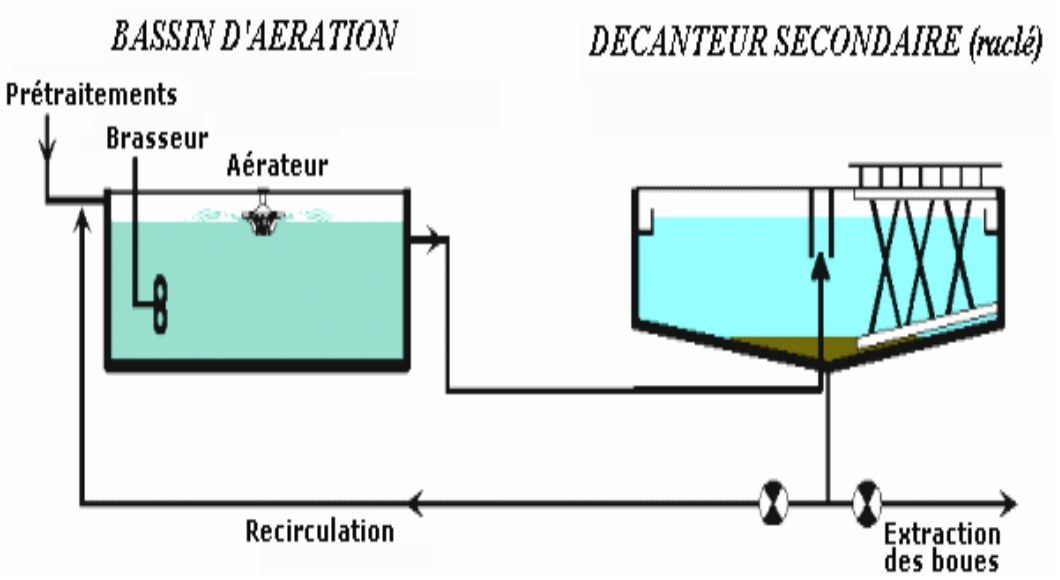


Figure II.14 : schéma de l'épuration par boues activée.

Figure II.15 : bassin d'aération.

II.4.3.2.1.3.1 Avantages et inconvénients de l'épuration par boues activées

Avantage

Le procédé à boues activées permet de réduire le temps de séjour de la pollution ainsi que les surfaces du terrain utilisé .Il offre l'avantage d'une recirculation de la culture bactérienne ce qui conduit à un enrichissement du bassin par les micro–organismes épurateurs.

Inconvénients

Les installations à boues activées sont très coûteuses vu l'équipement qu'elles comportent (ouvrages en béton, ouvrages métalliques, appareillages électromécaniques…). L'exploitation de ce type de station exige un personnel qualifié et une vigilance permanente, le bon rendement repose sur le bon fonctionnement des aérateurs.

II.4.3.2.2 Les procédés extensifs

- **Le lagunage naturel ou aéré (étangs pour eaux usées).**
- **L'épandage des eaux (valorisation des eaux usées dans l'agriculture).**

II.4.3.2.2.1 Le lagunage

Le lagunage est une technique d'épuration qui met en œuvre des bassins naturels dans lesquels séjourne l'eau à épurer pendant une période plus ou moins longue

A. Le lagunage naturel

L'épuration se déroule naturellement par passage de l'eau dans une succession de bassins (03 généralement) dans lesquels des algues sont présentes, des bactéries et microorganismes. Où l'aération est naturelle.

Dés son admission dans le premier bassin, l'eau abandonne par décantation les particules solides en suspension. Les sels minéraux pouvant être précipités par réactions chimiques et biochimiques.

La profondeur de ces bassins est généralement comprise entre 1 m et 1,8 m. ceux-ci sont dimensionnés de façon à ce que le temps de séjour de l'eau soit de l'ordre de 40 jours (cas de climat méditerranéen). **[7]**

La capacité des bassins étant très grande par rapport au volume d'eau admis. On assiste à un phénomène de dilution de l'effluent.

Si les bassins sont bien conçus, il y a un effet tampon sensible. Ce qui permet d'admettre des à-coups de charge important.

Les espèces vivant dans les lagunes naturelles sont très nombreuses et varient en fonction du climat, de la charge appliquée, de la qualité de l'effluent et de la profondeur. On rencontre à la fois des bactéries, des micro-algues et des microorganismes.

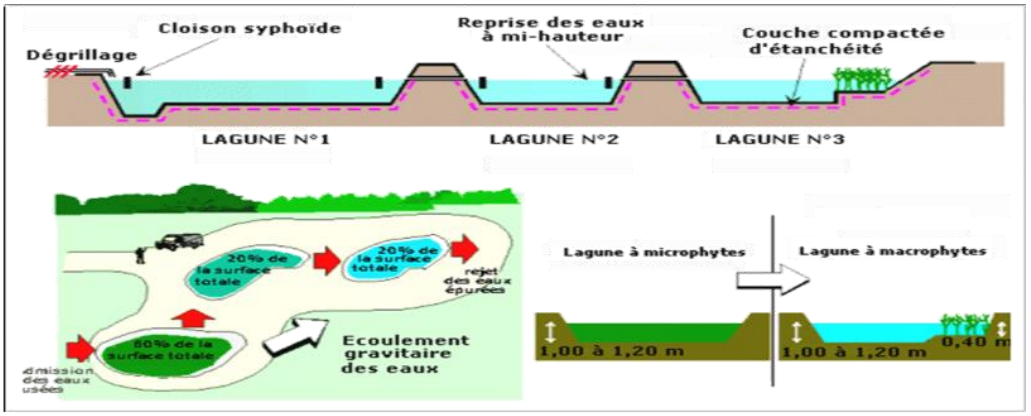


Figure II.16 lagunage naturel.

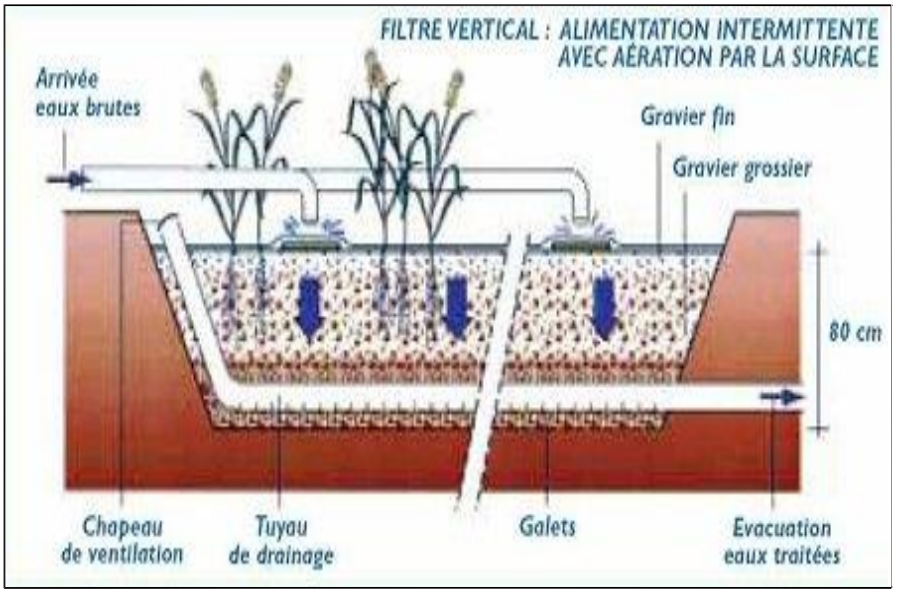


Figure II.17 : coupe d'un bassin de lagunage.

A.1 Avantages et inconvénients de lagunage naturel

Avantages

- généralement pour des petites stations de taille inférieure à 2000 EH ;
- bien adapté au réseau unitaire (charge hydraulique - dilution) ;
- faibles coûts d'exploitation ;
- bonne intégration dans l'environnement ;
- bonne élimination des pathogènes ;
- boues peu fermentescibles ;
- raccordement électrique inutile ;
- bonne élimination de l'azote (70 %) et du phosphore (60 %).

Inconvénients

- emprise au sol importante ;
- contraintes de nature de sol et d'étanchéité ;
- variation saisonnière de la qualité de l'eau traitée ;
- nuisances en cas de défaut de conception et/ou d'exploitation (rongeurs, odeurs, moustiques) ;
- élimination de l'azote et du phosphore incomplète ;
- difficultés d'extraction des boues ;
- pas de réglage possible en exploitation ;
- sensibilité aux effluents septiques et concentrés.

B. Le lagunage aéré

Le dimensionnement des lagunes peur être réduit de moitié en réalisant l'oxygénation dans le premier bassin par des aérateurs mécaniques ou par diffuseur d'air.

Outre le fait que ce type de lagune coûte, au niveau de l'exploitation, plus cher que les lagunes naturelles (consommation d'énergie, entretien électromécanique), il est nécessaire d'être plus strict au niveau construction. La protection des digues par du béton maigre, des pierres ou des feuilles de plastique est indispensable pour éviter l'érosion et la rupture des digues due au batillage de l'eau provoqué par les aérateurs.

Dans les deux cas, les ouvrages devront être le plus étanches possible afin d'éviter d'une part la contamination de la nappe et d'autre part des difficultés de remplissage.

Figure II.18 système d'épuration par lagunes aérés.

B. Avantages et inconvénients de lagunage aéré

B. a Avantages

-Tolérant à la variation de charges hydrauliques et/ou organiques importantes
-Tolérant aux effluents très concentrés
-Tolérant aux effluents déséquilibrés en nutriments (cause de foisonnement filamenteux en boues activées).
-Traitement conjoints d'effluents domestiques et industriels biodégradables.
-Bonne intégration paysagère.

-Boues stabilisées.

B. b Inconvénients

-Rejet d'une qualité moyenne sur tous les paramètres.
-Présence de matériels électromécaniques nécessitant l'entretien par un agent spécialisé.
-Nuisances sonores liées à la présence de système d'aération.

-Forte consommation énergétique.

II.4.3.2.2.1 L'épandage

La première technique d'épuration des eaux usées des agglomérations a été celle des champs d'épandage. Le système épurateur est donc constitué à la fois du sol et des cultures. Ce procédé permet d'enrichir le sol par les éléments nutritifs.

II.4.3.2.2.1.1 Avantages et inconvénients de l'épandage

A) Avantages

- Un procédé simple n'exigeant pas de grands moyens de mise en œuvre ou d'exploitation

- Permettant la fertilisation des sols pauvres par un apport de substances nutritives contenues dans l'effluent.

- Enrichissement du sol par les éléments nutritifs.

B) Inconvénients

- Ce procédé peut être dangereux dans la mesure où les eaux qui s'infiltrent à travers le sol peuvent contaminer les nappes.

- Présente un certain nombre de risques tel que L'intoxication à travers la chaîne alimentaire, la contamination des nappes et le risque de colmatage des sols.

II.4.4. Le traitement tertiaire

La sensibilité de certains milieux récepteurs, les besoins de potabilité d'une eau, peuvent exiger des traitements épuratoires encore plus poussés.
Il s'agit notamment d'éliminer la pollution azotée et phosphorée responsable de nuisances particulières (eutrophisation, désoxygénation de l'eau,...).

II.4.4.1. Déphosphatation

L'élimination des phosphates a un grand intérêt lorsque le rejet s'effectue dans un lac ou un cours d'eau très lent.
Les phénomènes d'eutrophisation peuvent être en effet stimulés par le déversement avec l'eau résiduaire épurée de grandes quantités de phosphates assimilables.
Deux techniques d'emploi sont préconisées pour la déphosphatation

- La précipitation simultanée par introduction d'un sel de fer ou d'alumine dans les boues activées
- La précipitation séparée qui constitue un troisième stade d'épuration, avec floculation et décantation ou floculation

Dans ce cas, on assure en outre une amélioration complémentaire de la qualité de l'eau épurée car l'on agit également sur les matières en suspension.

II.4.4.2. Dénitrification

L'azote contenu dans les eaux urbaines s'élimine par voie biologique simultanément à la pollution carbonée à condition que les paramètres de dimensionnement des ouvrages soient définis en conséquence.

II.4.4.3. Désinfection

Après traitement biologique et même traitement tertiaire, il peut être encore nécessaire de désinfecter les eaux résiduaires avant rejet. C'est le cas de certaines eaux que l'on peut soupçonner de contenir des microbes pathogènes en grandes quantités telles que les rejets hospitaliers...

La désinfection est recommandée quand on veut réutiliser les eaux résiduaires pour l'arrosage au moyen de dispositifs qui créent des aérosols.

Une désinfection chimique peut également être envisagée. Le réactif le plus fréquemment utilisé est l'eau de Javel, qui nécessite, pour être efficace, le maintien d'une teneur résiduelle suffisante (0,1 mg/l) et un temps de contact minimal de 20 mn.

L'effet désinfectant du chlore est d'autant plus efficace que la qualité de l'épuration qui précède son injection est meilleure.**[7]**

II.5. Conclusion

De manière générale, quelque soit le degré d'élaboration ou de sévérité des techniques d'épurations des eaux usées il subsistera toujours des matières organiques difficilement biodégradables, ainsi même après un traitement secondaire on retrouvera des micro- organismes ou micropolluant qui nous imposerons de prévoir un traitement tertiaire (désinfection) dans l'éventualité d'une réutilisation ultérieure de cette eau à des fins agricoles ou juste pour protéger un milieu récepteur sensible.

Pour notre étude, on optera pour le traitement par boues activées avec leur procédé de traitement et c'est le but chapitre suivant.

Chapitre III

Procédé d'épuration par boues activées

CHAPITREIII : Procédé d'épuration par boues activées

III.1. Introduction

Le procédé d'épuration par boues activées est un procédé relativement récent ; il est met au point en 1914 à Manchester.

Le principe du procède consiste à développer une culture bactérienne dispersée sous forme de flocons « boues- activées » dans un bassin brassé et aéré, alimenté par l'eau usée à traiter.

La boue activée est constituée de l'ensemble« floc-eau interstitielle ». Le floc désigne un agglomérat compose de particule (ou débris) diverses (végétales, animales, minérales) et de colonies bactériens.

Les procèdes par boues activées comportent essentiellement une phase de mise en contact de l'eau à épurer avec un floc bactérien en présence d'oxygène suivie par une phase de séparation de ce floc (clarification).

C'est une intensification qui ce passe dans le milieu naturel. La différence provient d'une plus grande concentration en micro-organisme donc une demande en oxygène plus important. De plus pour mettre en suspension la masse bactérienne, une agitation artificielle est nécessaire.

Les eaux usées urbaines sont généralement soumises dans les stations d'épuration à

Des prétraitements de
- dégrillage
- dessablage
- déshuilage

Éventuellement à un traitement primaire de
- décantation

Et à un traitement secondaire,
- le plus souvent, biologique par

Boues activées
- comprenant une décantation ;

Enfin, parfois à un traitement tertiaire
- biologique d'élimination de l'azote et du phosphore,
- chimique de précipitation et de décantation du phosphore,
- physico - chimique de désinfection.

III.2.Composants d'une unité biologique

Une station de traitement par boues activées comprend dans tous les cas

- Un bassin dit d'aération dans lequel l'eau à épurer est mise en contact avec la masse bactérienne épuratrice.

- Un clarificateur dans lequel s'effectue la séparation d'eau épuré et de la culture bactérienne.
- Un dispositif de recirculation des boues assurant le retour vers le bassin d'aération des boues biologique récupérées dans le clarificateur, cela permet de maintenir la quantité de micro-organisme constante pour assurer le niveau d'épuration recherché.
- Un dispositif de fourniture d'oxygène à la masse bactérienne présente dans le bassin d'aération.
- Un dispositif de brassage afin d'assurer au mieux le contact entre le micro-organisme et la nourriture, d'éviter les dépôts de favoriser la diffusion de l'oxygène

L'installation d'une station d'épuration par boue activées comprend successivement

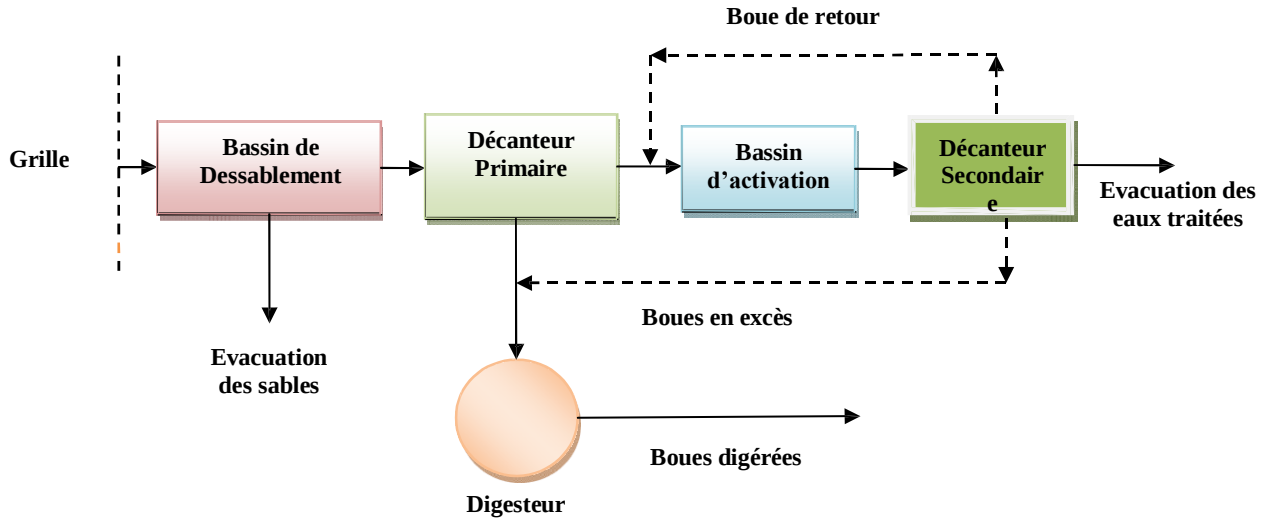


Figure III.1 Schéma d'une station d'épuration par boues activées**.** ***[5]***

Dans ce chapitre c'est le bassin d'aération qui nous intéresse

III.2.1 Bassin d'aération

C'est le cœur de la station. Le bassin contient des micro-organismes qui, grâce à l'injection d'air, consomment la pollution dissoute et se développent. Ce mélange forme les boues activées.

Un bassin d'aération est un ouvrage généralement en béton armé, alimenté en continu par un effluent d'eau usée, dans lequel une population microbienne active est maintenue en suspension grâce à un dispositif mécanique qui assure l'homogénéisation. Et le nom de boues activées est donné aux complexes bactéries protozoaires, et matières minérales se trouvant en suspension dans les divers bassins. Dans ce bassin, les micro-organismes utilisent les matières organiques biodégradables en formant des flocs biologiques (boues activées) par apport intensif d'oxygène.

Le fonctionnement de ce bassin consiste à agiter des eaux brutes avec des boues liquides, bactériologiquement très actives dans une proportion de 15% de boues activées.

Ce procédé présente plusieurs avantages

- Oxydation assez poussée des matières organiques ;
- Maintien de la concentration en biomasse par recyclage ;
- Procédé très résistant aux variations de températures.

III.3. Théorie de l'épuration par boue activée

Le procédé consiste à provoquer le développement d'une culture bactérienne dispersée sous forme de flocon dans un bassin brassé et aéré (bassin d'aération) et alimenté en eau à épurer.

Ce bassin de brassage a pour but d'éviter les dépôts et d'homogénéiser le mélange du floc bactérien et de l'eau usée (liqueur mixte). L'aération qui peut se faire à partir de l'air ou d'un gaz enrichi en oxygène, a pour but de dissoudre ce gaz dans la liqueur mixte afin de répondre aux besoins des bactéries épuratrices aérobies. Après un certain temps de contact suffisant, la liqueur mixte est envoyée dans un clarificateur appelé parfois décanteur secondaire destiné à séparer l'eau épurée des boues. Ces dernières sont en partie recyclées dans le bassin d'aération pour y maintenir une concentration suffisante en bactéries épuratrices et l'excédent (boues en excès) est évacué vers le traitement des boues.

III.3.1. Evolution de la DBO (matière organique de la masse bactérienne en fonction du temps d'aération

Si on insuffle de l'air dans une eau usée urbaine décantée qui contient naturellement une population microbienne variée. On assiste à une évolution progressive de la masse totale des micro-organismes qui croit, se stabilise puis décroit tandis que la DBO de l'effluent diminue de façon continue mais à un rythme variable .une plus poussés du phénomène permet de distingue quatre phases principale figuré comme suite **[1]**

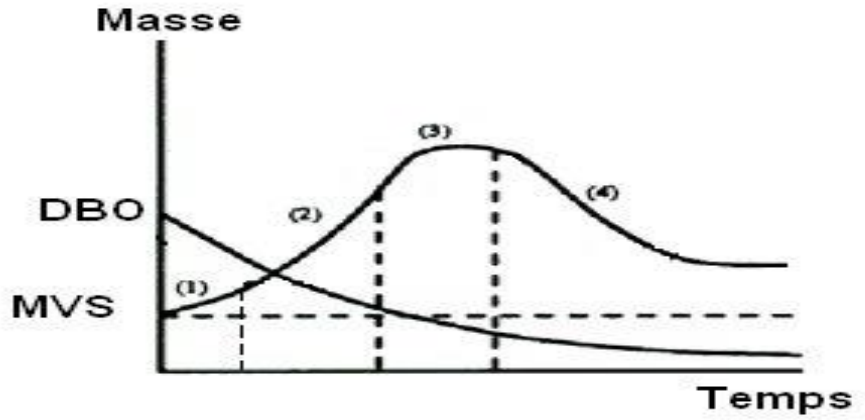


Figure III.2 développement d'une culture bactérienne.

Phase I de latence

Pendant laquelle les micro-organismes s'adaptent au milieu nutritif. La vitesse de croissance est nulle, la DBO_5 reste pratiquement constante.

Phase II de croissance exponentielle

Pendant cette phase, le milieu riche en nourriture, permet un développement rapide des bactéries. La consommation d'oxygène est élevée par suite de l'activité intense de synthèse cellulaire. Ainsi la DBO diminue rapidement par contre la masse des matières volatiles en suspension augmente et la masse d'oxygène présente dans le milieu décroît.

$\frac{dX}{dt} = \mu X$…….. (III-1)

X La masse bactérienne présente au temps (t)

μ Taux de croissance en j^{-1}

Par intégration de l'équation précédente, on aura $X = X_o.e^{(\mu t)}$

X_o La masse bactérienne présente au temps t_o

Comme une fraction de la population est convertie en nouvelle cellules, on peut admettre qu'après un temps de réaction Δt, la masse bactérienne passe X_oà X_1 tel que $X_1 = X_o + \Delta X$, on définit un rendement de croissance a_m=croissance totale/ concentration du milieu, soit $\Delta X = a_m(L_0 - L_1) = a_m L_e$

Ou L_e la pollution (DBO) éliminé pendant le temps Δt pour une croissance de boues égales à Δ X. cette relation devient $a_m(L_0 - L_1) = X_0(e^{ut} - 1)$.

Phase III croissance ralentie

Cette phase est marquée par un appauvrissement du milieu en nourriture entraînant un ralentissement de la synthèse cellulaire. On observe alors un début de plafonnement de la masse de MVS. Dans cette phase la nourriture devient une facture limitant, la vitesse d'oxydation DBO devient fonction de la concentration en DBO dans le milieu. On écrit alors $\frac{-dL}{dt} = L.X.K \Leftrightarrow \frac{-dL}{L} = -X.K.dt$

K est la constante de croissance ralentie , le signe –correspond à la disparation de la DBO

Après intégration entre l'état final (caractérisé par L_f) et l'état initial (caractérisé par L_0) et on supposant une concentration moyenne en boues dans le bassin notée X_a on aura

$\log\left[\frac{L\,f}{L\,0}\right] = -X.K.t$ ou en coure $L_0 = L_f e^{(X_a * K.t)}$

On utilise le développement en série de la fonction exponentielle exp =1+X+X^2/2… (III 2)

On peut écrire $\frac{L\,f}{L\,0} = \left(\frac{1}{1 + X\,a.K.t}\right)$.

Divers travaux ont préciser une formule symbolique de la matière organiquea été donnée **$C_7H_{11}NO_3$, deux** formules de la matière vivante sont proposées **$C_5H_7NO_2$** ou bien **$C_7H_9O_3$**

La réaction globale du catabolisme s'écrit

Pour un effluent urbain

$C_7H_{11}NO_3 + 15/2O_2 \rightarrow 7CO_2 + NH_3 + 4H_2O.$ (Catabolisme)

Pour la matière vivante synthétisée à partir de glucose

$C_6H_{12}O_6 + 16O2 + 4NH_3 \rightarrow 4C_5H_7NO_2 + 16CO_2.$ (Anabolisme)

La réaction globale pour la respiration cellulaire s'écrit

$C_5H_7NO_2 + 5O_2 \rightarrow 5CO_2 + NH_3 + 2H_2O.$ (respiration) (3)

Dans l'équation générale de la consommation d'oxygène, qO_2 est souvent exprimée en kg/j,la DBO est exprimé en Kg/j et X_a la masse totale de boues présenté dan l'aérateur en Kg .

$.qO_2 = a'L_e + b'X_a$..... (III-3)

a' et b' sont des coefficients

Xa est la masse de boue présente à l' instant t

L_e représente la pollution éliminée

Phase IV de déclin ou phase endogène

L'épuisement du milieu en matières organiques, provoque la mort de nombreux micro-organiques. Il se passe alors une auto-oxydation c'est la phase endogène. L'oxygène apporté est utilisé par les bactéries pour leur propre transformation en produits finaux (CO_2, H_2O, NO_2…).

Le traitement par boues activées développera trois principaux procédés de traitement

1. Boues activées à forte charge
2. Boues activées à moyenne charge
3. Boues activées à faible charge

III.4.Bilan des boues

L'évaluation du bilan des boues excédentaires peut être estimé par la différence entre les boues formées ou apportées et celles éliminées

Le bilan globale ΔX_t s'établi comme suit

-MES minérales ……..$+X_{min}$

-MVS difficilement biodégradables ……..$+fX_{dur}$

(appelée matière dure représente environ $0.20a_mL_e$

-Nouvelle cellules +stocks……..$+a_mL_e$

-respiration endogène ……$-bX_a$

-fuite des MES avec L'effluent ……$-X_{effl}$

(dépend des normes de rejet on adopte généralement 30mg/l)

$$\Delta X_t = X_{min} + fX_{dur} + a_mL_e - bX_a - X_{effl}$$

Souvent les calculs théoriques établis lors d'un bilan de boues ne correspondent pas aux valeurs obtenues expérimentalement. des déficits de 40 à 60 ٪ sont ainsi relevés.

L'impotence des pertes varie d'une station à l'autre suivant les conditions dans lesquelles la station est surveillée.

III.5. Paramètres influençant le processus épuratoire

A)-Besoins en oxygène

Dans le système aérobie que constitue le traitement par boues activées, la teneur en oxygène ne doit pas être un facteur limitant ; la teneur en oxygène dissous dans le bassin d'aération doit être de 1 à 2mg/l au moins .

B.Besoins en nutriments

Pour la dégradation de pollution ; Les micro-organismes exigent comme tous les êtres vivants une alimentation équilibrée répondant à une formule globale voisine de leurcomposition ($C_7H_9NO_3$ et $C_7H_9NO_2$). Pour une eau usée domestique, l'alimentation fournie est équilibrée, par contre, les eaux industrielles, sont pauvres en azote et en phosphore.
L'ammoniaque est la forme la plus assimilable par les micro-organismes, car les autres composés doivent se transformer d' abord en ammoniaque avant leur utilisation.
Aussi, un déséquilibre nutritionnel peut être la source du mauvais fonctionnement de l'épuration biologique à savoir un faible rendement dépuration et le gonflementde boues.
Dans une station à boues activées, les rapports suivant doivent être respectés
$DBO_5/N=20$.
DBO5/p=100.
DBO5/N/p=100à150/5/1.

C)-Effet de la température

Les réactions métaboliques sont des réactions enzymatiques soumises aux lois de la cinétique chimique la vitesse des réactions décroît avec une baisse de la température.
Il peut être nécessaire, avec le refroidissement, d'accroître la teneur en biomasse du liquide afin de maintenir le rendement à son niveau maximal. Les basses températures occasionnent une augmentation de la viscosité donc une décantation plus lente .

D)- Influence de PH

L'épuration biologique des eaux résiduaire est un processus enzymatique. Ce qui implique une zone optimum de PH, aux environs de la neutralité entre 6,5 et 8,5.

I. Effet de quelques toxiques

La nature des toxiques est souvent d'origine métallique. La présence dans l'effluent àtraiter de ces substances toxiques se traduira par une inhibition partielle ou totale del'activité des micro-organismes.

Le tableau suivant résume quelques concentrations d'ions métalliques qui réduisent l'efficacité du traitement biologique par boues activées.

Tableau III.1 Concentrationsd'ions métalliques qui réduisent l'efficacité du traitement biologique par boues activées.

Métal	concentration du métal dans l'effluent (mg/l)
Cu	1 - 2
Ni	1 - 4
Zn	3 - 10
Cr	5 - 15
Pb	5 - 15
Hg	0,5 -2
Al	2 - 5

Source (DRE de Blida)

III.6.Classement des procédés par boues activées

En épuration des eaux usée un réacteur biologique se caractérise par les paramètres essentiels suivants

a. Charge massique

La charge massique C_m est le rapport entre la quantité de pollution journalière reçue en Kg de DBO_5 et la masse de boues activées MVS dans ce réacteur.

$$\mathbf{Cm} = \frac{\text{Pollution journalière (DBO5)}}{\text{Biomasse présente (MES)}} \qquad \text{(III.4)}$$

Ou

$$\mathbf{Cm} = \frac{\text{Débit (Q) x [DBO5]}}{\text{Volume du basin d'aération } \mathbf{x} \text{ [MVS] BA}} \qquad \text{(III.5)}$$

Avec

Q : Débit journalier ($m^3.j^{-1}$) entrant dans le bassin d'aération.

[DBO5] Concentration moyenne ($kg.m^{-3}$) en DBO_5 de l'influent à l'entrée du bassin d'aération.

V_{BA} Volume (m^3) du bassin d'aération.

$[MVS]_{BA}$ Concentration en ($kg.m^{-3}$) en MVS des boues dans le bassin d'aération.

Cette notion C_m est importante car elle conditionne pour les différents paramètres de boue le fonctionnement de la boue activée, tel que

- Le rendement épuratoire.
- La production des boues
- Le degré de stabilisation de boues en excès produites
- Les besoins en oxygène ramenés à la pollution éliminés.

b. Charge volumique

La charge volumique C_v est le rapport de la pollution journalière reçue en Kg de DBO_5 au volume du bassin d'aération.

Elle est déterminée par

$$\mathbf{Cv} = \frac{\text{Pollution journalière } (DBO_5)}{\text{Volume du bassin d'aération}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\text{(III.6)}$$

Ou

$$\mathbf{Cv} = \frac{Q \times [DBO_5]}{V_{BA}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{ (III.7).}$$

Avec

Q Débit journalier ($m3.j^{-1}$) d'eau brute alimentant l'étage biologique.

[DBO5] Concentration ($kg.m^{-3}$) en DBO5 dans l'influent du réacteur biologique.

V_{BA} Volume (m^3) du bassin d'aération.

Cette donnée permet d'évaluer le volume de bassin et elle n'a aucune signification biologique.

c. Age des boues

L'âge des boues A_b est un rapport entre la masse des boues présentes dans le réacteur et la masse journalière des boues extraite de la station.

Il est calculé par

$$A_b = \frac{XtXa * V}{\Delta X} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{ (III.6).}$$

Avec Xa concentration en biomasse.

$$\text{Avec } Xa = \frac{Cv}{Cm} \ (kg / m^3) \quad \ldots\ldots\ldots \text{ (III.8).}$$

- $\Delta \mathbf{X}$ la masse de boues extraites quotidiennement.
- **V** le volume de l'aérateur.

Cette notion d'âge de boue traduit la présence ou l'absence de germe nitrifications.

F.L'indice de Mohlman

L'indice de Mohlman est le rapport entre le volume des boues décantées en 1/2 heure, et la masse de matières en suspension contenue dans ce volume.il est donner par la formule suivante

$I_M = v/m$…… ……. (III.9)

Cet indice est utilisé pour apprécier l'aptitude d'une boue à la décantation ou bien il permet de traduire la bonne disponibilité ou non, des boues à la décantation.

- Si Im inferieur à 50 ml/g mauvaise décantation ;
- Si Im compris entre 80 ml/g et 150 ml/g bonne décantation ;
- Si Im supérieur à 150 ml/g très mauvaise décantation.

On classe les systèmes d'épuration suivant la charge appliquée ; le tableau ci dessous représente le classement des systèmes d'épuration. **[2]**

Tableau III.2 classement des procédés par boues activées. **[4]**

Appellation	Charge massique C_m (Kg DBO_5/Kg MES .j)	Charge volumique C_v ($KgDBO_5/m^3.j$)	Ages des boues en jour	Rendement R d'élimination de la DBO_5
Faible charge	**C_m<0,15**	**Cv<0,40**	**10à30**	**R≥90% Nitrification possible**
Moyenne charge	**0,15≤C_m<0,4**	**0,5<C_v<1,5**	**4à10**	**R=80à90% Nitrification possible aux températures**
Forte charge	**0,4≤C_m<1,2**	**1,5<C_v<3**	**1,5à4**	**R<80%**

Remarque

- Les rendements annoncés sont donnés dans l'hypothèse d'une bonne séparation de tous les éléments décantables de la liqueur de boues activées.
- Sur des effluents industriels concentrés, les rendements d'épuration sont supérieurs à ceux annoncés ci-dessus.

III.7.Choix du procédé d'épuration

Pour arriver à dimensionner une station d'épuration il faut choisir une de ces procédés on prenant en considération les avantages et les inconvénients.

Procédé à forte charge

Le procédé à forte charge est consacré au traitement des effluents des collectivités de grandes importances.

Procédé à moyenne charge

Le procédé à moyenne charge et aussi consacré au traitement des effluents des collectivités de grandes importances.

Procédé à faible charge

Ce procédé est utilisé pour le traitement des effluents à caractère domestique dominent de petites et moyenne collectivités.

TableauIII.3 Avantages et inconvénients des différents procédés

	Avantages	Inconvénients
Forte charge	- Un temps de contact relativement court entre l'eau à épurer et les boues activées ; - Très bonne élimination de l'ensemble des paramètres de pollution.	- Coût d'investissement assez important ; - Consommation énergétique importante ; - La nitrification est incomplète ou difficile ; - Le bassin d'aération est précédé d'un décanteur primaire.
Moyenne charge	- La consommation énergétique du poste d'aération est plus faible ; - Prend un espace moyen dans le terrain - Pour toute taille de collectivité.	- Nécessité de personnel qualifié et d'une surveillance régulière ; - Décantabilité des boues pas toujours aisée à maîtriser.
Faible charge	- Assure une bonne élimination de DBO_5 - Résiste mieux aux fluctuations de charge polluante ; - L'exploitation de telles stations est très simplifiée ; - Prend un petit espace dans le terrain.	- Le temps de séjour dans le bassin ; - Investissement coûteux ; - Le bassin d'aération, plus largement dimensionné ; - Les boues sont plus concentrées d'où la décantation dans le clarificateur est lente, il faut prévoir une surface très importante.

Alors dans notre étude on va dimensionner la station d'épuration en utilisant les deux procédé a faible et a moyenne charge , parce que a forte charge nécessite un Coût d'investissement assez important.

III.8.Le Traitement Secondaire (Clarificateur)

Les systèmes à bassins séparés utilisent, pour la séparation de l'eau traitée et des boues des clarificateurs auxquels, on donne aussi le nom de décanteurs secondaires.

Pour que la décantation secondaire en boues activées soit efficace, deux conditions essentielles doivent être vérifiées

- La surface de séparation des boues sédimentaires et du surnageant semaintient à une distance stable de la zone de sur verse.
- Cette distance doit être la plus importante possible.

Dans le cas des boues activées, la décantation présente deux variantes

- Système à bassins séparés la décantation et l'aération seront alors dans deux bassins distincts;
- Système combiné les phases de décantation et d'aération ont lieu dans le même ouvrage. La séparation du floc bactérien et de la liqueur interstitielle, ou clarification, est normalement assurée par décantation.

Figure III.3 décanteur secondaire (clarificateur).

III.9. Traitement Tertiaire (Désinfection)

Après traitement biologique et même traitement tertiaire, il peut être encore nécessaire de désinfecter les eaux résiduaires avant rejet. C'est le cas de certaines eaux que l'on peut soupçonner de contenir des microbes pathogènes en grandes quantités telles que les rejets hospitaliers...

La désinfection est recommandée quand on veut réutiliser les eaux résiduaires pour l'arrosage au moyen de dispositifs qui créent des aérosols.

Une désinfection chimique peut également être envisagée. Le réactif le plus fréquemment utilisé est l'eau de Javel, qui nécessite, pour être efficace, le maintien d'une teneur résiduelle suffisante (1 mg/l) et un temps de contact minimal de 20 mn.

L'effet désinfectant du chlore est d'autant plus efficace que la qualité de l'épuration qui précède son injection est meilleure. **[6]**

III.10. Traitement des boues

III.10.1 Epaississement

Il s'agit d'une étape intermédiaire dans la diminution du volume de boues produites par la station. Cette étape est réalisée dans des épaississeurs .elle ne doit pas être confondue avec le stockage des boues sur une longue période en vue de leur épandage ultérieur .C'est le premier stade de réduction du volume des boues à traiter. Le dimensionnement et le coût d'exploitation de la chaîne de traitement des boues en sont directement dépendants.

Surface de l'ouvrage elle est donnée par la formule suivante

S = quantité de boues produites par jour / charge spécifique = Δ X / Cs

Cs est compris entre 25 et 30 kg.MS/ m2.j

De plus il est effectué selon deux techniques

III.10.1.1Epaississeurs gravitaires

Les épaississeurs gravitaires peuvent être choisis pour les stations de capacité < 1000 EH.

Deux raisons essentielles militent en faveur de temps de passage réduits des boues en phase d'épaississement

- Un séjour prolongé des boues secondaires induit rapidement des phénomènes de fermentation.
- Les surnageant d'épaississeurs qui retournent en tête du traitement sont alors souvent septiques et responsables de problèmes biologiques (foisonnement, mousses) et de nuisances olfactives

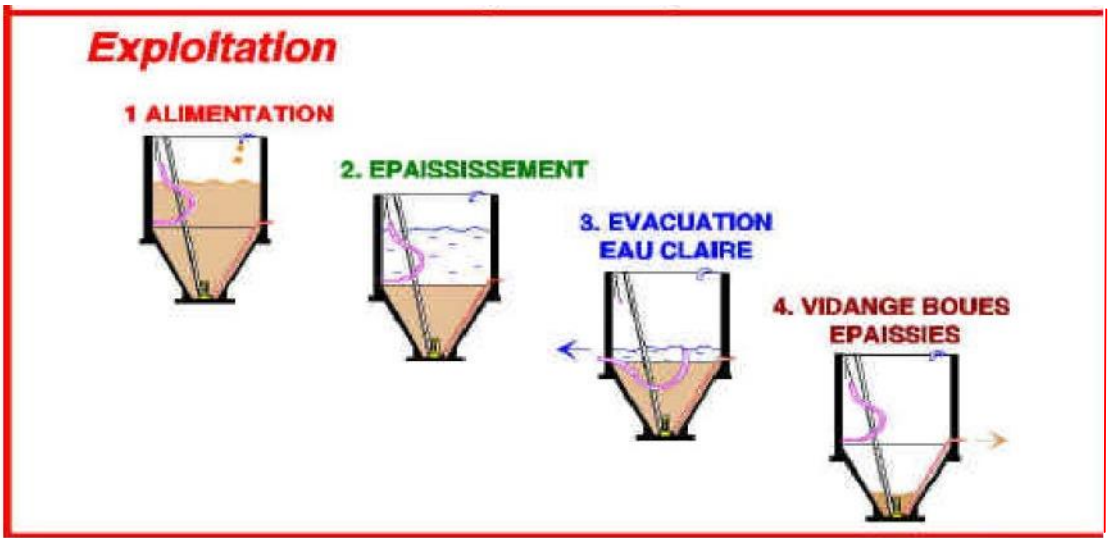


Figure III.4 Schéma de principe d'un épaississeur gravitaire.

III.10.1.2 Epaississement par flottation

Dans ce type d'épaississement, les fines bulles d'air forées par dépressurisation s'accrochent aux flocs des boues. Le mélange air-matières s'élève à la surface du bassin ou il se concentre et sera éliminé par raclage de surface. L'emploi de poly-électrolyte augmente le rendement de capture des matières ainsi que la concentration de la boue épaissie.

III.10.2 Lits De Séchage

Ce procède consiste à repartir les boues à déshydrater sur une surface drainante (composée de plusieurs couches de gravier et de sable de granulométries variables),a travers laquelle s'écoule l'eau intestitielle.ces lits de séchages sous mis sous serre pour non seulement tirer partie du phénomène d'évaporation naturelle, mais l'accélérer par les rayons de soleil.une notre variante de ce procède consiste a mettre les lite de séchage sous couvert végétal, ce qui permet de s'affranchir des conditions climatiques. Ce procède de séchage présente l'intérêt d'être en plus une solution de stockage des boues.il est particulièrement bien adapté aux stations d'épuration des collectivités de moins de 5000 Eqhab.

III.11. Avantages et inconvénients d'épuration par boues activées

Les avantages et les inconvénients de procédé d'épuration par boues activées sont présentés dans le tableau c'après

Tableau III.4 Avantages et inconvénients d'épuration par boues activées.

Avantage	Inconvénient
• Réduction de temps de séjour de la pollution et les surfaces du terrain utilisées. • Plusieurs variantes de ce procédé ont été adoptées pour traiter, selon le cas, les eaux usées à forte, moyenne, et faible charge donnant des rendements assez appréciables. • Recirculation de la culture bactérienne permet d'enrichir le bassin par les micro-organismes épurateurs. • Faible influence de la température sur la cinétique de dégradation bactérienne.	• L'exploitation de ce type de station exige un personnel qualifie et une vigilance permanente.

III.12Conclusion

Nous avons examiné tous les types de traitement par voie biologique et on propose l'adoption du processus par boue activée comme moyen de traitement, en raison du bon rendement épuratoire qu'il procure.

On va faire une étude détaillé des différentes variantes (moyenne et faible charge) et d'après leurs avantages et inconvénients on cherche surtout à avoir un bon rendement épuratoire de l'effluent.

Chapitre IV

Dimensionnement de la station d'épuration

Chapitre IV : Dimensionnement de la station

Introduction

Lors d'un dimensionnement d'une station d'épuration, on doit prendre en compte : les débits d'eaux usées rejetées et les charges polluantes à éliminer exprimées en DBO_5 et MES.

IV.1.Calculs de base pour le dimensionnement

On commence par les paramètres analysés

IV.1.1. Paramètres analysés

Les paramètres généralement analysés sont les suivants :

- Température
- Conductivité
- Métaux lourds
- Matières en suspension (MES)
- Demande biochimique en oxygène (DBO_5)
- Demande chimique en oxygène (DCO)
- Pollution azotée et phosphorée

IV.1.2.Les méthodes d'analyses utilisées

Le tableau ci-joint illustre les méthodes d'analyses généralement utilisées pour les principaux paramètres examinés.

Tableau IV.1*:* Méthodes utilisées pour l'analyse des paramètres de pollution

Paramètres	**Méthodes utilisées**
Température	Thermomètre
Conductivité	Conductivimètre
Oxygène dissous	Oxymètre
pH	PH-mètre
MES	Filtration
DCO	Bichromate de potassium
DBO_5	Manométrique (DBO-mètre)
Phosphore, Sulfates, Chlorures	Colorimétrique
Na ; Ca ; Mg	Analyse volumétrique
NO_2 ; NO_3; et NTK	Analyse volumétrique

IV.1.3 Les normes de rejet

Les normes de rejets avant ou après traitement sont destinées à la protection du milieu récepteur naturel sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.2*:* Valeurs limites maximales des paramètres de rejets

Paramètres	Unités	Valeurs Limites	Tolérances aux valeurs limites Anciennes Installations
Température	°C	30	30
PH	-	6,5 - 8,5	6,5 - 8,5
MES	mg/l	35	40
Azote Kjeldahl	"	30	40
Phosphore total	"	10	15
DCO	"	120	130
DBO_5	"	35	40
Substances toxiques bioaccumulable	"	0,005	0,01
Cyanures	"	0,1	0,15
Fluor et composés	"	15	20
Indice de phénols	"	0,3	0,5
Hydrocarbures totaux	"	10	15
Huiles et Graisses	"	20	30
Cadmium	"	0,2	0,25
Cuivre total	"	0,5	1
Mercure total	"	0,01	0,05
Plomb total	"	0,5	0,75
Chrome Total	"	0,5	0,75

Source : Journal officiel de la République Algérienne, N°06-141 du 19/04/2006.

IV.1.4 les résultats d'analyses des eaux usées :

Les résultats d'analyse des échantillons d'eau sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Résultat d'analyse d'eau usée (valeurs moyennes).

Paramètres	Horizon 2025	Horizon 2040
DBO_5 (mg/l)	340	340
MES (mg/l)	420	420
DCO (mg/l)	680	680
NH4 (mg/l)	80	80
PO4 (mg/l)	19	19

Et L'effluent épuré ne devra pas dépasser les concentrations suivants :

Tableau IV.4 : caractéristiques de futures effluentes.

Paramètres	Valeurs
DBO_5 (mg/l)	35
MES (mg/l)	35

IV.1.5Estimation des débits

La détermination des débits des eaux usées à traiter constitue une étape importante d'un projet de conception d'une station d'épuration car il s'agit d'un facteur de base servant à établir la capacité des ouvrages.
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 deux débits partiels :

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

Le débit total vaut :

A - Calcul du débit de consommation en eau potable pour la population urbaine

Ce débit est donné par la formule suivante :

Q_c= Nbrhab * D…… (VI-1)

Avec :

N : nombre d'habitant.
D : dotation (200l/ hab /j).

B- Calcul du débit des équipements

Il est donné par la relation suivante :

$Q_{equip} = Q_c * 0,25$……..……. (VI-2)

Avec :

- ✓ Q_c : Débit de consommation en eau potable.
- ✓ 0.25 : taux de majoration des besoins de la population en eau potable.

C- Calcul du débit total en eau potable

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

$\mathbf{Q_{cons\ tot}} = Q_c + Q_{equip}$…… (VI-3)

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

Tableau IV.5.consommation en eau pour les secteurs domestiques et équipements pour les deux horizons.

Agglomération	HORIZONS	
	2025	2040
Population	163607	231560
Q consommé en eau potable (m^3 / j)	32721 ,4	46312
Q (besoins) d'équipement (m^3 / j)	8180,35	11578
$Q_{cons\ total}$ (m^3 / j)	40901,75	57890

IV.1.6.Evaluation des rejets

Estimation des rejets en eaux usées comprend le calcul des débits suivant :

a- Le débit journalier Q_{moyj}.

b- Le débit moyen horaire $Q_{moy,\ h.}$

c- Les débits de pointe en temps sec (Q_{pts}) et en temps de pluie Q_{ptp}.

d- Le débit diurne :$Q_{d.}$

Horizon 2025

a- Débit journalier

Le débit rejeté par notre agglomération est estimé à 80% de la consommation en eau potable totale ; il est donné par la relation suivante :

$$\mathbf{Q_{moy\ j} = Q_{cons\ t} * Crj} \quad \text{(VI-4)}$$

Avec :

- ✓ $Q_{cons\ t}$: Débit totale en eau potable.
- ✓ Crj : cœfficient de rejet = 0,8

Donc : $Q_{moy\ j}$= 40901,75* 0,8 = **32721 ,4 m^3/j** ⇒ $\mathbf{Q_{moy,\ j}}$**=32721 ,4 m^3/j**

b- - Débit moyen horaire

Il est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy\ h} = \frac{Q_{moy\ j}}{24} \quad \text{(VI-5)}$$

$$Q_{moy,\ h} = \frac{32721,4}{24} = \mathbf{1363,4\ m^3/h} \Rightarrow \mathbf{Q_{moy,\ h} = 1363,4\ m^3/h}$$

c- Débit de pointe

On distingue les débits suivants :

- **Débit de pointe en temps sec**

On le calcule par la relation suivante :

$$Q_{pts} = Kp * Q_{moy,j} \quad \text{……(VI-6)}$$

Avec : Kp : c'est le coefficient de pointe.

$$Kp = \begin{cases} 1,5 + \dfrac{2,5}{\sqrt{Qm}} & \text{si} \quad Q_{moy,j} \geq 2,8 \text{ l/s.} \\ 3 & \text{si} \quad Q_{moy,j} < 2,8 \text{ l/s} \end{cases}$$

Dans notre cas le $Q_{moy,j}$ = **378,72 l/s** d'où le calcul du débit de pointe sera :

$$Kp = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{378,72}} = \mathbf{1,63}$$

$$\Rightarrow Q_{pts} = 1,63 \times 378,72 = \mathbf{617,31\ l/s} \Rightarrow \mathbf{Q_{pts} = 2222,32\ m^3/h}$$

- **Débit de pointe en temps de pluie (débit de la station)**

Le débit de pointe en temps de pluie est donné par :

$$Q_{ptp} = (3 \div 5)\, Q_{pts} \quad \text{…… (VI-7)}$$

Nous prenons $Q_{ptp} = 3 * Q_{pts}$

Donc $Q_{ptp} = 616,73 * 3 = 1851,93$ l/s $\Rightarrow \mathbf{Q_{ptp} = 1,85\ m^3/s}$

Il conviendrait de préciser que le réseau d'assainissement de notre zone d'étude est unitaire. Les ouvrages d'épuration seront donc dimensionnés sur la base d'un débit maximum (Q_{ptp}) estimé à : $\mathbf{Q_{ptp} = 6666,95\ m^3/h}$.

d- 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 :

$$Q_d = \frac{Q_{moy,j}}{16} \quad \text{…….....} \ \text{(VI-8).}$$

$$Q_d = \frac{32721,4}{16} = \mathbf{2045,09\ m^3/h} \Rightarrow \mathbf{Q_d = 2045,09\ m^3/h}$$

Horizon 2040

Les résultats de calcule de rejet de ce horizon et ainsi Les données de base nécessaires pour le dimensionnement de la Station d'épuration pour les deux horizons sont représentés dans le tableau ci-dessous :

TableauIV.6: Récapitulatif des principaux paramètres de dimensionnement

Paramètre	**Unité**	**Horizon**	
		2025	2040
Capacité	Eq.Hab	163607	231560
Charge hydraulique			
- journalière(Q_{mj})	m^3/j	32721 ,4	*46312*
- moyenne horaire(Q_{mh})	m^3/h	1363,4	1929,67
-Diurne horaire (Q_{md})	m^3/h	2045, 09	2894,5
- coefficient de pointe	-	1,63	1,61
- pointe horaire en temps sec (Q_{Ps})	m^3/h	2222,32	3106,76
- pointe horaire en temps de pluie (Q_{Pp} = $3Q_{mj}$)	m^3/h	6666,95	*9320,29*
Charge polluante			
DBO_5			
- concentration correspondante	mg/l	340	340
- charge journalière	Kg/j	11125,28	*15746,08*
MES			
- concentration correspondante	mg/l	420	420
- charge journalière	Kg/j	*13743*	*19451,04*
DCO			
- concentration correspondante	mg/l	680	680
- charge journalière	Kg/j	*22250,55*	*31492,16*

IV.2.Dimensionnement des ouvrages de la Station d'épuration

La station comprend outre un déversoir d'orage et un poste de relevage des eaux brutes :

- Un prétraitement comprenant :

1-Ledégrilleur
2-Le déssableur-déshuileur
3-Décanteur primaire

- Un traitement biologique comprenant :

1-Le bassin d'aération
2-Le clarificateur

❖ Un traitement tertiaire comprenant :

-Le bassin de désinfection

❖ Traitement des boues comprenant:

1-Épaississeur
2-Stabilisateur aérobie
3-lit de séchage

Remarque

On dimensionne le déversoir d'orage et le poste de relevage dans le chapitre suivant (chapitre IV : calcul hydraulique).

IV.2.1.Prétraitements

Les traitements mécaniques permettent de retirer de l'effluent brut les déchets volumineux, sables et graisses de façon à protéger les ouvrages en aval et faciliter le traitement biologique.

IV.2.1.1.Dégrillage

Cette opération constitue une phase préliminaire à tout traitement, car elle permet de protéger la station contre l'arrivée intempestive de gros objets susceptibles d'endommager les différents ouvrages de la station.
L'efficacité de cette opération est fonction de l'écartement entre les barreaux de la grille.

On distingue :

- Dégrillage grossier qui arrête les objets volumineux (appelé aussi pré dégrillage), l'écartement entre les barreaux est supérieur à 40mm.
- Dégrillage fin retient les détritus de petites dimensions (appelé aussi grille mécanisé).

Pour le calcul de la grille, on utilise la méthode de KIRSCHMER.
La largeur de la grille est donnée par l'expression :

$$L = \frac{S.Sin\alpha}{h_{max}(1-\beta)\delta}\ (m) \quad \text{..... (VI-9)}$$

- ✓ L : Largeur de la grille (m).
- ✓ α : Angle d'inclinaison de la grille avec l'horizontal =60°
- ✓ h max : Hauteur maximum admissible sur une grille (m). hmax = (0,15 –1.5) **[3].**
- ✓ β : Fraction de surface occupée par les barreaux.

$$\beta = \frac{d}{d+e} \quad \text{..... (VI-10)}$$

Tel que :

- ✓ d : épaisseur des barreaux (cm).

- ✓ e : espacement entre les barreaux (cm).

Tableau IV.7: Espacement et épaisseur des barreaux. **[3].**

Paramètres	Grilles grossières	Grilles fines
d (cm)	2,00	1,00
e (cm)	5à10	0,3 à 1

- ✓ δ Coefficient de colmatage de la grille.

-La grille manuelle : δ =0.25

- La grille mécanique : δ =0.5

- ✓ S : Surface de passage de l'effluent tel que :

$$S = \frac{Q_{Ptp}}{V} \quad \text{(VI-11)}$$

- ✓ Q_{ptp} : Débit de pointe (débit de la station) (m^3/s) .
- ✓ V : Vitesse de passage à travers la grille (m/s).

La vitesse d'écoulement de l'effluent est comprise entre (0,6 -1,4) m/s et cela pour éviter le colmatage en profondeur des barreaux et pour ne pas provoquer des pertes de charge trop importantes.

Une vitesse de passage inférieure à 0.6m/s provoque un dépôt de sable au fond du canal.

L'expression de la largeur devient alors :

$$L = \frac{Qptp \times Sin\alpha}{V \times h\max(1-\beta)\delta}\ (m) \quad \text{(VI-12)}$$

Horizon 2025

a-Pour le dégrillage grossier

- ✓ $\alpha = 60°$
- ✓ $Q_{ptp}=(3\div5)\ Q_{pts}=3*2222,32.$
- ✓ $Q_{ptp(deg)} = 1,85 m^3/s$
- ✓ V= 1,2 m/s
- ✓ h max = 0,5 m
- ✓ d=2cm
- ✓ e=8cm
- ✓ β =0.2

- ✓ δ =0,5 grille automatique

$$L = \frac{Qptp \times Sin\alpha}{V \times h\max(1-B)\delta}\ (m)$$

Alors : $L = \frac{1.85 \times Sin60}{1,2 \times 0,5(1-0,2).0,5} = 6,67$

L= 6.67 m.

On remarque que L > 2,5 m, alors on va prendre trois dégrilleurs en parallèles de largeur L=2,5m

b- Pour le dégrillage fin

- d=1cm
- e=1cm
- β =0.5
- h_{max} =1m.

En utilisant la même formule, on obtient **L=5,34m.**

On remarque que L > 2,5 m, alors on va prendre trois dégrilleurs en parallèles de largeur L=2,5m

On place la grille grossière avant le déversoir d'orage et la grille fine après ce dernier.

c-Calcul des pertes de charge

On détermine la perte de charge dans un dégrilleur par la relation de KIRSCHMER :

$$\Delta H = \beta' \left(\frac{d}{e}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{V^2}{2g} Sin\alpha \quad \text{..... (VI-13).}$$

Avec:

- ✓ ΔH: perte de charge (m).
- ✓ β' : : coefficient dépendant de la forme des barreaux (forme circulaire : β' : =1,79).
- ✓ e : espacement entre les barreaux (cm).
- ✓ d: épaisseur des barreaux
- ✓ g : accélération de la pesanteur (m/s^2).
- ✓ α : : angle d'inclinaison de la grille (α=60°).
- ✓ V : vitesse dans la grille.

Les valeurs de β' sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau IV.8: les valeurs de $\beta^{/}$ en fonction de la forme des barreaux. **[7].**

Type de barreau	$\beta^{/}$
Section rectangulaire	2,42
Section rectangulaire en semi-circulaire à l'amont	1,83
Section rectangulaire avec arrondi semi-circulaire à l'amont et à l'aval	1,67
Section circulaire	1,79
Section ovoïde avec une grande largeur à l'amont	0,76

- **Grille grossière**

$\Delta H = 1,79 * (2/8)^{1,33} * (1,2)^2 / 19,62) * 0,87 = 0,02m \Rightarrow$ **$\Delta H = 0,018m$**

- **Grille fine**

$\Delta H = 1,79 * (1/1)^{1,33} * (1,2)^2 / 19,62) * 0,87 = 0,051m \Rightarrow$ **$\Delta H = 0,11m$**

d- Evaluation des refus des grilles

Le volume des détritus retenus par la grille est fonction de l'espacement entre les barreaux et de la qualité des eaux à épurer.

Soit :

$$\frac{12}{e} \leq V \leq \frac{15}{e} \quad \text{..... (VI-14).}$$

e: espacement entre les barreaux en cm.

- **Grille grossière**

$V_{max} = 15/e = 15/8 = 1.875$ L/EH /an.

$V_{min} = 12/e = 12/8 = 1.5$ L/ EH /an.

- **Grille fine**

$V_{max} = 15/e = 15/1 = 15$ L / EH /an.

$V_{min} = 12/e = 12/1 = 12$ L/ EH/an.

Les caractéristiques de dégrilleur à l'horizon 2025 et 2040 sont représentées sur le tableau suivant car on a utilisé les mêmes méthodes de calcul.

Tableau IV.9 : les résultats de dimensionnement de dégrilleur pour les deux horizons.

Ouvrage :dégrilleur	**Unité**	**Horizon 2025**	**Horizon 2040**
Débit de la station.	m^3/s	1.85	0.78
Grille grossière			
Epaisseur des barreaux d	cm	2	2
Espacement des barreaux e	cm	8	8
β	/	0.2	0.2
Perte de charge	m	0.018	0.018
Largeur du degrilleur	m	2,5	2,5
Longueur du degrilleur	m	1,15	1,15
Nombre de dégrilleurs	-	3	1
Volume max	l//EH/j	1.875	1.875
Volume min	l//EH/j	1.5	1.5
h max	m	0,5	0,5
Grille fine			
Epaisseur des barreaux d	cm	1	1
Espacement des barreaux e	cm	1	1
β	/	0.5	0.5
Perte de charge	m	0.11	0.11
Largeur du degrilleur	m	2,5	2.5
Longueur du degrilleur	m	1,15	1,15
Nombre de dégrilleur	-	3	1
Volume max	l//EH/j	15	15
Volume min	l//EH/j	12	12
h max	m	1	1

IV.2.1.2.Dessablage - Déshuilage

Il est toujours à craindre une présence importante de sable, matières minérales en suspension et d'huiles qui peuvent perturber le traitement biologique.

Cette phase de prétraitement est réalisée dans un déssableur- déshuileur de type aéré longitudinal, l'injection de l'air assure une turbulence constante qui évite le dépôt des matières organiques.

Il est composé de deux zones :

- l'une aéré pour le dessablage : les sables et les matières lourdes sont récupérées au fond de l'ouvrage.

- les huiles et les graisses sont récupérées en surface. (dans une zone de tranquillisation et sont déversées dans un puisard à graisse pour être acheminées par camion vers une décharge).

A-Dimensionnement du bassin de déssablage –déshuilage .

Le bassin est équipé d'un pont racleur sur lequel est suspendue une pompe d'extraction des sables, les huiles sont raclées vers une fosse par les racleurs de surface.

Pour qu'il y ait sédimentation des particules il faut que l'inégalité suivante soit vérifiée :

$$\frac{L}{H} \leq \frac{Ve}{Vs} \quad \text{..... (VI-14).}$$

Où :

- ✓ Ve : la vitesse horizontale (vitesse d'écoulement est $0.2<Ve<0.5$ (m/s) **[3].**
- ✓ Vs : Vitesse de sédimentation. (vitesse est : $40 <Vs< 70$ ($m^3/m^2/h$) **[3].**
- ✓ L : Longueur de bassin.
- ✓ H : Profondeur de bassin.
- ✓ L/H = (10-15). **[3].**
- ✓ Le temps de séjour et compris entre 3 à 10 minute au débit de pointe.
- ✓ H = (1 – 2.5) m **[3].**

On opte pour un déssableur-déshuileur de forme rectangulaire.

Horizon 2025

On prend :

- ✓ $Q_{ptp}= 1.85m^3/s$.
- ✓ $V_e=0.4m/s$.
- ✓ $Vs=50(m^3/m^2/h) =0.014m/s$.
- ✓ H=2.5 m
- ✓ Ts= 3 minute
- ✓

a- Le volume

$V = Q_{ptp} * ts = 1.85*3*60 = 333\ m^3 \Rightarrow$ **V =333m³**

Avec :

b- La surface horizontale

On a :H=2.5m.

La surface horizontale Sh sera :

$$Sh = \frac{V}{h} = \frac{333}{2.5} = 133,2 \Rightarrow \textbf{Sh=133,2m²}$$

c- La longueur

L/H=10 $\Rightarrow$ L=10*2.5=25m

d- Largeur

On sait que notre bassin est de forme rectangulaire de surface :

Sh=L*l

⇒ l=Sh/ L =133,2/25= 5,33m ⇒ **l = 5,33m**

e- Le volume d'air à insuffler dans le déssableur

La quantité d'air à insuffler varie de 1à 1,5m^3d'air/m^3d'eau. **[7]**

$$q_{air} = Q_{Ptp}.V \quad \text{..... (VI-15)}$$

- ✓ V : le volume d'air à injecter (m^3d'air).
- ✓ Q_{ptp} : débit de la station(m^3/s).

Donc:q_{air} = 1,85*1.5=2,78 m^3d'air/s =9990 m^3d'air/h ⇒ **q_{air}=9990 m^3d'air/h**

f- Calcul des quantités des matières éliminées par le déssableur

Les MES contiennent 30% de MMS (matières minérales) et 70% de MVS (matières volatiles en suspension), c'est-à-dire :**[1]**

MES=70% MVS + 30% MMS..... (VI-16)

- ➢ La charge en MES à l'entrée de déssableur est :**MES = 13743 Kg/j**
- ➢ Les matières volatiles en suspension MVS contenues dans les MES sont :

MVS =13743× 0.7 = 9620Kg/j⇒ **MVS=9620 Kg/j**

- ➢ Les matières minérales contenues dans les MES sont :

MMS = 13743× 0.3 = 4123 Kg/j **MMS =4123Kg/j**

- ➢ Les matières minérales éliminées

Un déssableur permet d'éliminer 70% des matières minérales totales
MMSe =4123 x 0,7 = 2886Kg/j⇒ **MMSe= 2886Kg/j**

- ➢ Les matières minérales à la sortie de déssableur

MMSs=MMSt-MMSe

MMSs= 4123 -2886=1237kg/j⇒ **MMSs=1237 kg/j**

- ➢ Les MES à la sortie de déssableur :

MESs =MVS+MMSs
MESs=9620 +1237=10857 kg/j ⇒ **MESs=10857 kg/j**

Pour l'horizon 2040

Pour cet horizon, on dimensionne le déssableur-déshuileur avec la différence desdébits des deux horizons :

$Q_{ptp} = Q_{ptp(2040)} - Q_{ptp(2025)}$

Donc : $Q_{ptp} = 2.59 - 1.85 = 0,74\ m^3/s$

Avec

- ✓ Q_{ptp} : débit de la station (débit en temps de pluie).
- ✓ MES à l'entrée =19451,04-13743=5708,04kg/j. ⇒ MES=5708,04

On opte aussi la même forme de déssableur-déshuileur (rectangulaire) avec les caractéristiques suivantes :

Ts: 3 minute.

L/ H = (10-15). On prend L / H=10 .

H = (1 – 2.5) m. On prend H=2.5m

Le tableau suivant résume les résultats de dimensionnement du déssableur-déshuileur pour les deux horizons.

Tableau IV.10: Dimensionnement du déssableur-déshuileur.

Désignation	**Unités**	**Horizons**	
		2025	**2040**
Surface horizontale (Sh)	m^2	133,2	53,28
Volume (V)	m^3	333	133,2
Hauteur (H)	m	2.5	2.5
Largeur	m	5,33	2,13
Longueur	m	25	25
Temps de séjour par temps sec	min	3	3
Quantité d'air à injecter (q_{air})	m^3 d'air/h	9990	3996
Matières minérales en suspension totales (MMS)	Kg/j	4123	1712
Matières minérales en suspension éliminées	Kg/j	2886	1199
Matières minérales en suspension restantes	Kg/j	1237	514
Matières volatiles en suspension totales	Kg/j	9620	3996
Matières en suspension restantes	Kg/j	10857	4510

IV.2.2.Le traitement primaire (décantation primaire)

La décantation primaire permet une séparation de deux phases liquide et solide, par simple gravité.
En effet, une décantation primaire est mise en œuvre pour alléger la charge à l'entrée du bassin d'aération ; elle permet donc l'élimination de 50% à 60% de la charge initiale en matière en suspension(MES) et 20% à 30 % de la charge organique entrante exprimée en DBO_5. **[13]**
Le décanteur primaire permet donc de limiter la variation de charge et la perturbation des MES dans l'aérateur .Cependant, il produit des boues instables (boues primaires) qui peuvent être une source non négligeable de nuisances olfactives (mauvaise odeurs).
Dans notre étude, on opte pour un décanteur circulaire car ce type présente quelques avantages par rapport au décanteur rectangulaire ; leur construction est relativement économique en raison de la faible épaisseur des parois circulaires de béton armé et de la faible densité d'armatures.
Aussi, les parties mobiles immergées ne sont pas sujettes à l'abrasion.

IV.2.2.1.Dimensionnement de décanteur primaire

Les principaux paramètres de calcul du décanteur sont :

- La charge superficielle (vitesse limite de chute) qui est définie par :

$$V_{lim}=Q_{ptp}/s \quad \text{(VI-17)}$$

  - Q : débit de la station.
  - S : surface totale
- Le temps de séjours est compris entre 1 et 2 heures.**[3]**
- La hauteur d'eau dans l'ouvrage : la hauteur minimum est de 2m

Horizon 2025

Pour un réseau unitaire la vitesse limite est déterminée en fonction du rapport Q_{pts}/Q_{moyh}

Tableau IV.11: les valeurs de la vitesse limite en fonction de Q_{moyh} **[7]**

$K=Q_{pts}/Q_{moyh}$	2.5	3	5	8	10
V_{lim}(m/h)	2	2.5	3.75	5	6

$K=Q_{pts}/Q_{moyh}=1.63$ donc d'après ce tableau on tire la vitesse $V_{lim}=2m/h$

Avec

- ✓ Q_{pts}: débit de pointe au temps sec.
- ✓ Q_m : débit moyen horaire.

a- La surface horizontale du décanteur

$Sh = Q_{ptp}/Vlim = 6666,95 / 2 = 3333,5\ m2 \Rightarrow$ **Sh = 3333,5 m^2**

- ✓ Q_{ptp} : débit de la station.

b- Volume du décanteur

On prend ts= 1,5h

$V = Q_p . Ts$ = 6666,95* 1,5 = 10000.4$m^3 \Rightarrow$ **V= 10000.4 m^3**

c- La hauteur du décanteur

H = V / Sh =10000.4/ 3333.5 = 3 $\Rightarrow$ **H = 3 m**

Remarque

Il faut prévoir une hauteur de revanche contre le débordement ; donc on prend **H=3.75m**

d- Le diamètre du décanteur

$$D = \sqrt{\frac{4*V}{\pi.h}} = \sqrt{\frac{4*10000.4}{3,14*3,75}} \Rightarrow \mathbf{D = 58m}$$

Avec :

-D : diamètre du décanteur (m) ;

-V : volume du décanteur (m^3) ;

-h : hauteur du décanteur.

e- Détermination du temps du séjour

- ✓ pour le débit moyen horaire

Ts = V / Q_{moy} = 10000.4/1363,4= **7,3 h**

- ✓ pour le débit de pointe par temps de pluie.

Ts = V / Q_{ptp} = 10000.4/6666,95= **1,5 h**

- ✓ pour le débit de pointe par temps sec.

Ts = V / Q_{pts} = 10000.4/2222,32 = **4,5 h**

f- Calcul de la quantité de boues éliminées

Sachant que le décanteur primaire permet l'élimination de30% de DBO5 et 60% de MES et connaissant les charges de pollution à l'entrée du décanteur : **[7]**

- DBO_5 = 11125, 28Kg/j.
- MESs' = 10857 Kg/j.

➢ **Les charges éliminées par la décantation primaire sont donc :**

- $DBO_{5\ e}$ = 0, 3. DBO_5 = 0,3* 11125.28 = **3337,58Kg/j**

- MES'' e= 0,6 .MESs' = 0,6 *10857=**6514,2Kg/j**

➢ **Les charges à la sortie du décanteur primaire**

- MES''s= MESs'- MES''e = 10857 – 6514,2=**4342,8Kg/j**
- DBO5 s= DBO_5- DBO_{5e} =11125.28 – 3337.584 = **7787,696 Kg/j**

Horizon 2040

Pour cet horizon, on dimensionne le décanteur primaire avec la différence des débits des deux horizons :

$Q_{ptp} = Q_{ptp(2040)} - Q_{ptp(2025)}$

Donc :Q_{ptp} = 2.59 –1.85= **0.74 m^3/s**

Avec :

✓ Q_{ptp} : débit en temps de pluie (débit de la station).

Et la même chose pour les charges à l'entrée tel que :

$DBO_5 = DBO_{5\,(2040)} - DBO_{5(2025)}$ = 15746,08 -11125,28 = **4620,8Kg/j**

$MES = MES_{(2040)} - MES_{(2025)}$ =19451,04–10857 = **8594,04Kg/j**

Les résultats de dimensionnement de décanteur primaire pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau IV.12:dimensions du décanteur primaire pour les deux horizons

désignation	**Unité**	**2025**	**2040**
débit	m^3/s	1.85	0.74
Surface horizontale	m^2	3333.5	1332
Volume	m^3	10000.4	3996
Hauteur d'eau + hauteur de revanche	M	3.75	3.75
Diamètre	M	58	37
MES entrées	Kg /j	10857	8594,04
DBO_5 entrée	Kg /j	11125,28	4620,8
MES éliminée	Kg /j	6514,2	5156,42
DBO5 éliminée	Kg /j	3337,584	1386,24
MES sorties	Kg /j	4342,8	3437,62
DBO_5 sortie	Kg /j	7787,696	3234,56

IV.2.3.Traitement biologique

Le traitement biologique est réalisé dans les ouvrages suivant:

- ✓ Le bassin d'aération ;
- ✓ Le décanteur secondaire.
- ✓

A) Etude de la variante à moyenne charge.

HORISON 2025

IV.2.3.1.Dimensionnement du bassin d'aération

Le procédé proposé est basé sur le principe des boues activées à moyenne charge, où arrivent leseaux usées prétraitées et ayant subi une décantation primaire.

Les paramètres caractérisant le traitement par boues activées à moyenne charge sont les suivants

- ➢ La charge massique (Cm) :

0,2 < Cm <0,5 Kg DBO_5/Kg.MVS.j

Le calcul de la station sera basé sur la valeur suivante de Cm:

On prend une charge massique : Cm = **0,3**Kg DBO_5/ Kg MVS j

- ➢ La charge volumique (Cv) :

0,6 <Cv<1,5 Kg DBO_5/ m^3 /j

Le calcul de la station sera basé sur la valeur suivante:

Cv = **1.2** Kg DBO_5/ m^3/ j

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

Relation recommandée par TABASARAN.

- B/H=1 à 2,5…… (VI-18)

a- le volume du bassin :

Va=L0/Cv…… (VI-19)

- ✓ C_v : Charge volumique (kg DBO_5/m^3.j) ; Cv = **1.2** Kg DBO_5/ m^3/ j
- ✓ L_0 : charge polluante à l'entrée du bassin (kg DBO_5/j). ⇒ **$L_{0=}$7787,696kg/j**

D'ou :**V = Lo/Cv** = 7787,696/1,2 = 6489,75m^3 ⇒ **V = 6489,75m^3**

b- La hauteur du bassin

Elle est prise généralement entre 3 et 5m donc on prend : **H = 4 m**

La hauteur de revanche du bassin doit être h≥80 cm. On prend **h=80cm.**

c- Surface horizontale du bassin

Sh=V/H=6489,75/4=1622,44m^2 **Sh=1622,44m^2**

d- Largeur

B / H=2.5 ; B=2.5*4=10m ; **B =10 m**

e- Longueur

L=Sh / B=1622,45/10=162.25m ⇒ **L=162.25m**

f- La masse de boues dans le bassin

$$\square_{\square} = \frac{\square_{\square}}{\square_{\square\square}} = \frac{7787,696}{\square.\square}$$ **X_a=25959kg**

g- Concentration de boues dans le bassin

[Xa] =Xa/V= 25959/6489,75=4kg/m^3 ⇒ **[Xa] =4kg/m^3.**

V : Volume du bassin d'aération.

h- Calcul du temps de séjour

1. Pour le débit moyen horaire

$$\square_{\square\square\square} = \frac{\square}{\square\square\square} = \frac{\square\square\square,\square\square}{\square\square\square\square,\square\square} = 4.76h$$ ⇒ **TS = 4.76h.**

2. Pour le débit de pointe par temps sec

$$\square_{\square\square\square} = \frac{\square}{\square\square\square} = \frac{\square\square\square,\square\square}{\square\square\square,\square\square} = 2.92h$$ ⇒ **TS = 2.92h.**

3- Pour le débit de pointe en temps de pluie.

$$\square_{\square\square\square} = \frac{\square}{\square\square\square} = \frac{\square\square\square,\square\square}{\square\square\square,\square\square} = 0.97\ h$$ ⇒ **TS = 0.97h.**

Le procédé proposé est basé sur le principe des boues activées à moyennecharge.Les bassins d'aération sont des réservoirs rectangulaires ouverts où arrivent leseaux usées prétraitées à partir des décanteurs.

Le traitement à boues activées à moyenne charge est caractérisé par les paramètres suivants :

- La charge massique (Cm) :

0,2<Cm<0,5 Kg DBO_5/Kg.MVS.j **[8]**

Le calcul de la station sera basé sur la valeur suivante de Cm:

Cm = **0,3** Kg DBO_5/ Kg MVS j

- La charge volumique (Cv) : **[8]**

0,6 <Cv<1,5 Kg DBO_5/ m^3 /j

Le calcul de la station sera basé sur la valeur suivante de Cv :

Cv = **1.2** Kg DBO_5/ m^3/ j

Cv permet d'estimer la capacité du bassin d'aération.

IV.2.3.2.Concentration de l'effluent en DBO5

So = Lo / $Q_{moy\,j}$ = 7787, 696/32721, 4= 238mg/l ⇒ **So=238mg/l**

IV.2.3.3.La charge polluante à la sortie (Sf= 30mg/l)

La charge polluante à la sortie a une concentration Sf conforme aux normes de rejets fixées à 30 mg/l de DBO_5.

D'où la charge :

$L_f = S_f \cdot Q_{moy\,j}$ = 0,03. 32721 ,4= 982 Kg DBO_5/j ⇒ **L_f=982Kg DBO_5/j**

IV.2.3.4.La charge polluante éliminéeLe

Le = Lo – L_f = 7787, 696– 982=6806Kg DBO_5/j ⇒ **Le=6806Kg DBO_5/j**

IV.2.3.5.Le rendement de l'épuration

η_{ep}= (Lo –Lf) / Lo = (6806/7788).100 = 87.39% ⇒ **η_{ep}= 87.39%**

IV.2.3.6.Besoins théoriques en oxygène

Les bactéries constituant la boue activée ont besoin d'oxygène d'une part pour senourrir et de se développer à partir de la pollution éliminée et d'autre part par la dégradation de la matière organique ; cet oxygène est apporté généralement par des aérateurs.

La quantité théorique d'oxygène est la somme de celle nécessaire à la synthèse cellulaire plus celle nécessaire à la respiration endogène.

Le calcul théorique de la consommation d'oxygène est donné par la formule suivante :

$$q_{o2} = a' L_e + b' Xa \quad \text{(Kg/j)}$$

- ✓ Le : $DB0_5$ éliminée dans le bassin d'aération par jour (Kg).
- ✓ Xa : quantité de boues (MVS) présentes par jour dans le bassin d'aération (Kg)
- ✓ a' : la fraction de pollution transformé en énergie de synthèse au cours de l'épuration et c'est aussi la quantité d'oxygène à fournir aux bactéries pour qu'elles synthétisent la matière vivante à partir d'une pollution. **[3]**

  0.48<à<0.65**a'=0,6**

- ✓ b' : coefficient cinétique de respiration endogène **[3]**

  0.07 <b'<0.11 **b'=0,08**

A. les besoins journaliers en oxygène

q_{o2} = 0,6.6806+ (0,08.25959) = **6160,35**Kg O_2/j

B. La quantité d'oxygène horaire

$q_{o2/24}$ =6160,35/24 = **256,68Kg O_2/h**

C. La quantité d'oxygène nécessaire par m^3 du bassin

$q_{o2}/_{m3}$ = qo_2 /v=6160,35 /6489,75=**0,95 Kg O_2/m^3j**

D. Les besoins en pointe horaire en oxygène

$q_{o2pte} = (a'Le/ Td)+(b'.Xa./24)$…… (VI-20)

Td : période diurne en heures Td= 16h.

D'où : q_{O2pte}= 0,6.6806/16+ (0,08. 25959/24) = 341,76**Kg O_2/h.**

IV.2.3.7.Besoin réel en pointe en oxygène

En réalité, le transfert d'air atmosphérique vers l'eau épurée se trouve gênée par la présence dans les eaux usées des matières en suspension (MES) et d'agent tensio-actif.
Le passage des conditions théoriques aux conditions réelles s'effectue à l'aide des coefficients Correcteurs. **[5]**

$$q_{o_2réel} = \frac{q_{o_2}}{\alpha . \beta} \quad \text{…… (VI-21)}$$

- ✓ α :Rapport des coefficients de transfert d'eau usée en eau propre. Les coefficients de transfert dépendants de la nature de l'eau (MES, tensio-actif) et du système d'aération.

$$\alpha = \frac{C_S\left(eau\ usee\right)}{C_S\left(eau\ epure\right)} = 0,8 \quad \text{…….. (IV-22)}$$

- ✓ β : tel que $0,8 \le \beta \le 0,95$ **[5]**

On prend : $\beta = 0,85$

$$\text{Y□ñ □ é□□} = \frac{\text{ØØ□,□□}}{\text{□.◌*□.◌}} = 502.59\ \text{Kg◌ñ/h}$$

En moyenne : $$\text{Y□ñ □ é□□ □□ø□} = \frac{\text{□9□□,ØØ}}{\text{□.◌*□.◌}} = 5042\ \text{Kg◌ñ/j}$$

IV.2.3.8 Calcul des caractéristiques de l'aérateur

A-Calcul de la puissance de l'aération nécessaire (E_n)
Les apports spécifiques des aérateurs de surface ont sauvent été compris entre 1et 2 $kg\ O_2 / kwh$.

$$E_n = \frac{q_{O_2}}{E_a} \quad \text{…… (IV-23)}$$

- ✓ E_n : Puissance de l'aération nécessaire.
- ✓ q_{o2} : besoin réel en oxygène de pointe (kg/h)
- ✓ E_a : quantité d'O_2 par unité de puissance.

On prend : E_a =**1.5**kgO_2/kwh **[3]**

Donc : $E_n = \frac{502.59}{0.9} = 335{,}06$ kw $\Rightarrow$ **En=335,06Kw**

B-puissance de brassage

La puissance de brassage est donnée par la relation suivante

E_b=Sh* Pa……..... (VI-24)

- ✓ Pa : puissance spécifique absorbée.

La puissance spécifique absorbé (Pa) pour les aérateurs de surface est Pa=80w/m² **[5]**

- ✓ Sh : surface horizontale du bassin.

Donc : Eb=Sh *Pa=1622,44*80=129795,2 **w.** $\Rightarrow$ **E_b=129,8Kw**

C-Calcul de nombre d'aérateurs dans le bassin

Na=En/Eb=335,06 /129,8=2,58

On prend trois aérateurs ; $\Rightarrow$ **Na=3**

IV.2.3.9 Bilan de boues

A-Calcul de la quantité des boues en excès

La quantité de boues en excès est déterminée par la formule d'ECKENFELDER:

$$\Delta X = X_{\min} + X_{dur} + a_m L_e - bX_a - X_{eff} \quad \text{……. (IV-25)}$$

Avec :

- ✓ $X_{\min}$:Boues minérales. (30 % de MES)
- ✓ X_{dur} :Boues difficilement biodégradables (appelées matières dures), elles représentent 0,3 à 0,35 des MVS.**[7]**
- ✓ a_m :Coefficient de rendement cellulaire (g cellulaires formées/gDBO_5éliminées).
- ✓ a_m :Varie entre 0, 55 < am <0, 65.On pennons a_m= 0.6.**[7]**
- ✓ L_e :Quantité de DBO_5à éliminé (Kg/j).
- ✓ b :Fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène**=0,07**
- ✓ b' :Coefficient cinétique de respiration endogène = 0,08
- ✓ X_a :Masse totale de MVS dans le bassin(Kg).
- ✓ X_{eff} : Fuite des MES avec l'effluent (dépend des normes de rejet, on adopte généralement 30mg/l).

La charge journalière en MES à la sortie de décanteur primaire est**4342,8Kg/j**

X_min= 0,3*4342,8 =1302,84Kg/j

X_dur=0.3 MVS

X_dur=0,3 *(0,7*4342,8)=911,99kg/j

am Le=0.6*6806=4083,63Kg/j

"b" X_a=0.07*25958,99=1817,13Kg/j

X_eff=0.03*32721,4=981,642Kg/j

Alors " ΔX" =1302,84+911,99+4083,63-1817,13 -981,642 =3499,69Kg/j

Δ X =3499,69

B-Concentration des boues en excès

$$X_m = \frac{1200}{I_m} \quad \text{..... (IV-26)}$$

Avec :

- ✓ X_m :Concentration de boues en excès (kg/j).
- ✓ I_m :L'indice de Mohlman.
- ✓ I_m : Indique la bonne décantabilité des boues s'il se trouve dans la fourchette : $(100 \div 150)$. **[13]**
- ✓ Cet indice représente le volume occupé par un gramme de poids sec de boues après décantation d'une demi-heure dans une éprouvette de 1 litre.

On prend : $I_m = 125\ ml/g$

D'où : $X_m = \frac{1200}{125} \Rightarrow$ **Xm=9,6 kg/m^3**

C.Le débit de boues en excès

Ce débit est donné par :

Q(b.exc)=ΔX/Xm =3387,59/9.6=352,87m3/j ⇒ **Q(b.exc)= 352,87m3/j .**

D. Le débit spécifique par m^{3}de bassin

$$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V} \quad \text{..... (IV-27)}$$

- ✓ V : volume de bassin

Donc : $q_{sp} = \frac{\Delta X}{V} = 0.52\ Kg/m^3/j \Rightarrow$ **q_{sp}=0.52 Kg/m3/j**

E. Les boues recyclées

Dans le but de maintenir une concentration moyenne constante de boues dans le bassin, on procède à un recyclage d'une partie des boues dans le bassin d aérations. En effet, Si la quantité de boues recyclées est insuffisante, le volume des boues stockées dans le décanteur secondaire sera trop important.

Dans ce cas, on assiste à un passage en anaérobiose qui provoque une remontée des boues dans le clarificateur.

F. Le taux de recyclage

- ✓ Il peut varier de 15 à 100% de débit de l'effluent produit. **[7]**
- ✓ Il est donné par l'expression suivante :

$$R = \frac{100[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]} \quad \text{..... (IV-28)}$$

- R : taux de recyclage(%)

- $[X_a]$: concentration des boues dans le bassin = **4 Kg/m^3**

$$R = \frac{100.4}{\frac{1200}{125} - 4} = \Rightarrow \mathbf{R=71.4\%}$$

G. Le débit des boues recyclées

Qr =R *Qj……. (IV-29)

Donc :Qr = 0.71*32721,4 = 19305,63 m^3/j$\Rightarrow$ **Qr =19305,63 m^3/j**

Remarque

Le débit des boues recyclé est tributaire du débit journalier arrivant à la station d'épuration. En règle générale ; il est compris entre 50 et200 % du débit moyen journalier.

H. Age des boues

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

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X} \quad \text{…… (IV-30)}$$

Ab=Xa/ΔX=25958,99 /3387,59 =7,66 jours $\Rightarrow$ **Ab=7,66 jours**

Remarque

Cette valeur obtenue est conforme à la moyenne charge dont l'âge des boues est compris entre 4 et 10 jours.

IV.2.3.10.Calcul du clarificateur (décanteur secondaire)

Le but du décanteur secondaire est la séparation de floc biologique de l'eau épurée. Les boues déposées dans le clarificateur sont renvoyées vers le bassin d'aération afin de maintenir une concentration quasi constante en bactéries et les boues en excès sont évacuées vers les installations de traitement de boues (épaississement, déshydratation).
Nous optons pour un décanteur de forme circulaire, muni d'un pont racleur de fond et de surface, conduisant les boues dans les fosses d'où elles sont reprises pour le recyclage et l'extraction de la fraction en excès.

❖ **Données de base**

- ✓ Le temps de séjour : **ts = (1,5÷2) heure** .On prend **ts= 1,5h.**
- ✓ Le débit de pointe en temps de pluie (de la station) : **Qptp=6666,95 m^3/h**

A- Le volume du décanteur

V = Qp* ts=6666,95 *1, 5= 10000,42 m^3 **v=10000,42 m^3**

B- Hauteur du clarificateur

Hauteur du décanteur est : H= (3÷5) m. **[7]**

On prend : **H=4m**

C- La surface horizontale du décanteur

Sh=v/h =10000,42 /4=**2500,11m²**

On remarque que la surface est importante alors on prend deux bassin.

Sh=**2500,11/2=1250,05m²**

Le diamètre du décanteur

Sachant que nôtres bassins ont une forme circulaire donc le diamètre est donné par la relation suivante :

$$D=\sqrt{\frac{S}{\pi}}=\sqrt{\frac{4\times 1250,05}{3,14\times 4}}=39,9\text{m}$$ **D=39,90 m**

D- Le temps de séjour

$Ts=v/Q_{mh}$

- Au débit moyen horaire

$Ts=v/Q_{mh}\Rightarrow$ ts =10000,42/1363,4= 7,33h$\Rightarrow$ **Ts = 7,33 h**

- Au débit de pointe par temps sec

$Ts=v/Q_{pt\,s}\Rightarrow$ ts=10000,42/ 2222,32=4.5 h$\Rightarrow$ **Ts = 4,5h**

Horizon 2040

Pour cet horizon, on dimensionne l'aérateur et le clarificateur avec la différence des débits des deux horizons :

- **Débit de la station**

$Q_{ptp} = Q_{ptp(2040)}–Q_{ptp\,(2025)}$

Q_{ptp} = 9320,29–6666,95 = **2653,34 m³/h**

- **Débit moyen journalier**

$Q_{moy\,j}=Q_{moy\,j}(2040) – Q_{moy\,j}(2025)$

$Q_{moy\,j}$= 46312– 32721 ,4=**13590,6m³/j**

- **La charge en MES à la sortie du décanteur primaire** est de :**3437,62kg/j**

✓ Pour l'aérateur on garde la même forme (rectangulaire) et B/H = 1 à 2,5

✓ pour le clarificateur on garde aussi la même forme (circulaire)

Les résultats de dimensionnement de l'aérateur et le décanteur secondaire pour l'horizon 2040 sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau IV.13.Résultats de calcul d'aérateur pour les deux horizons.

Désignations	Unité	2025	2040
Données de base			
Débit moyen journalier $Q_{moy\ j}$	m^3/j	32721 ,4	13590,6
Débit moyen horaire $Q_{moy\ h}$	m^3/h	1363,4	566,27
Débit de pointe en temps de pluie Q_{ptp}	m^3/h	6666,95	2653,34
Charge polluante à l'entrée du bassin L_o	Kg/j	7787,696	3234,56
Concentration de l'effluent en DBO_5 S_o	mg/l	240	240
La charge polluante à la sortie Lf	$KgDBO_5/j$	982	407,72
La charge polluante éliminée Le	$KgDBO_5/j$	6806	2826,84
Le rendement de l'épuration ηep	%	87.39	87.39
Dimensionnement du bassin d'aération			
Volume du bassin V	m^3	6489,75	2695,47
nombre	- m	3	3
Hauteur du bassin H	m^2	4	4
Surface horizontale du bassin Sh	m	1622,44	673,87
Largeur du bassin B	m	25	11
Longueur du bassin L	Kg	64,8	61,26
La masse de boues dans le bassin Xa	Kg/m^3	25959	10782
Concentration de boues dans le bassin [Xa]	h	4	4
Temps de séjours Ts - débit moyen horaire	h	4,76	4,76
- débit de pointe par temps sec	h	2,92	3.05
-débit de la station		0,97	1.02
Besoin en oxygène			
Besoins journaliers en oxygène : qo_2	KgO_2/j	6160,35	2559
La quantité d'oxygène horaire $qo_2/24$	KgO_2/h	256,68	106,62
La quantité d'oxygène nécessaire pour un m^3 du bassin qo_2/m^3	KgO_2/m^3j	0.95	0.95
Besoins en pointe horaire en oxugéne qo_{2pte}	KgO_2/h	342	142

Tableau IV.13.Résultats de calcul d'aérateur pour les deux horizons (suite).

Calcul de l'aérateur de surface à installer			
Besoin réel de pointe en oxygène :	KgO2/h	502,94	208,74
Calcule de puissance de l'aération nécessaire :	kW	335,06	139,16
puissance de brassage :	kW	129,80	53,91
Calcul de nombre d'aérateurs dans le bassin :	-	3	3
Bilan de boues			
Calcul de la quantité des boues en excès Δx	Kg/j	3499,69	2286,84
Concentration de boues en excès X_m	Kg/m^3	9.6	9,6
Le débit de boues en excès Qexcés	m^3/j	364,55	238,21
Le débit spécifique par m^3 de bassin q_{sp}	$Kg/m^3.j$	0,54	0,85
Le taux de boues recyclées R	%	71.4	71.4
Le débit des boues recyclées Qr	m^3/j	19305,63	8018,45
Age des boues Ab	j	7,42	4,71
Caractéristiques du clarificateur			
forme	circulaire	circulaire	circulaire
Nombre de bassins	-	2	1
Surface horizontale	m²	1250,05	995
Diamètre	m	39,9	35,6
Volume totale	m^3	3333,475	3980,01
Hauteur	m	4	4
Temps de séjour pour le débit moyen horaire	j	7,33	7,03
Temps de séjour pour le débit de pointe par temps sec	j	4,5	4,50

IV.2.4.Traitement tertiaire (désinfection)

Le traitement biologique ne permet pas à lui seul d'éliminer de façon satisfaisante les germes pathogènes ; ce qui implique en cas de réutilisation de l'eau épurée, une désinfection.
La chloration est utilisée depuis longtemps pour son action bactéricide et apparaît comme élément complémentaire de traitement indispensable dès lors que les eaux sont destinées à l'agriculture.

En Algérie, l'hypochlorite de sodium (eau javel) est le produit désinfectant le plus utilisé dans les stations d'épuration à cause de sa disponibilité sur le marché et son fiable coût.

IV.2.4.1.Dose du chlore à injecter

La dose du chlore nécessaire dans les conditions normales pour un effluent traité est de 5 à 10 mg/l pour un temps de contact de 30 minutes. **[7]**

On utilise une dose de 10 mg/l pendant un temps de contact de 30 mn.

IV.2.4.2.La dose journalière en chlore

$Dj = Q_{moy\ j} * (Cl2) = 32721,4 * 0,01 = 327,21$ **Kg/j**

IV.2.4.3.Calcul de la quantité de l'eau javel

On prend une solution d'hypochlorite à 20°**[6]**
1° de chlorométrie → 3,17 g de Cl_2/l NaClO
20° de chlorométrie → X
X = 3,17. 20 / 1 = **63,4 g**de Cl2/l NaClO

IV.2.4.4.La quantité d'hypochlorite de sodium nécessaire

1 m^3(NaClO) → 63,4 Kg de Cl_2
Qj → 327,21 kg de Cl_2
Qj = 327.21/ 63,4 = **5,16 m^3 (NaClO)/j**

IV.2.4.5.La quantité annuelle d'hypochlorite de sodium

Qa = Qj . 365 = 5.16 .365=**266,45 m^3(NaClO) /an**

IV.2.4.6.Dimensionnement du bassin de désinfection

Q_{ptp}= **6666,95m^3/ h** (débit de pointe au temps de pluie)
Ts = **30 mn**

a-Le volume du bassin

$V = Q_{pte} * Ts = 6666,95 * 30/60 = 3333,48\ m^3$ ⟹**V=3333,48 m^3**

b-La hauteur du bassin

On fixe H = 3 ⟹ **H = 3m**

c-La surface horizontale

Sh = V/H = 3333.48 /3=1111,16 m^2 ⟹ **Sh = 1111,16 m^2**

d-La largeur et la longueur

Notre bassin a une forme rectangulaire de surface Sh= L*B
On prend : L = 2 * B
B = √ (Sh /2)= **23,57m.** On prend: **B= 23,57m**
Alors : L = 2 * 23.57=**47,14m** ⟹ **L=47,14m**

Avec :
L : longueur du bassin de désinfection.
B : largeur du bassin de désinfection.

Horizon 2040

Pour cet horizon, on dimensionne le bassin de désinfection avec la différence des débits des deux horizons :

✓ **Débit de la station**

$Q_{ptp} = Q_{ptp\ (2040)} - Q_{ptp(2025)}$

$Q_{ptp} = 9320,29 – 6666,95 =$ **2653,34 m^3/h**

✓ **Débit moyen journalier**

$Q_{moy\ j} = Q_{moy\ j(2040)} - Q_{moy\ j(2025)}$

$Q_{moy\ j} = 9320,29 – 6666,95 =$ **13590,60m^3/j**

On garde toujours la même forme du bassin (rectangulaire)

Les résultats de dimensionnement du bassin de désinfection pour les deux horizons sont représentes sur le tableau suivant :

Tableau IV.14 : résultats de dimensionnement du bassin de désinfection pour les deux horizons.

Caractéristiques du bassin	Unité	Horizon	
		2025	2040
• Volume	m^3	3333,48	1326,67
• Hauteur	m	3	3
• Surface horizontale	m^2	1111,16	442,22
• Longueur	m	47,14	29,74
• Largeur	m	23,57	14,87
• Dose journalière en chlore	Kg/j	327,21	135,91
• La quantité d'hypochlorite de sodium nécessaire	m^3/j	5,16	2,14
• La quantité annuelle d'hypochlorite :	m^3/an	1883,80	782,42

IV.2.5.Traitement des boues

Les boues provenant du décanteur primaire et secondaire sont admises dans une Filière de traitement qui comporte l'épaississement, la stabilisation et la déshydratation. D'une façon générale, les équipements de la filière boue doivent être dimensionnés pour pouvoir traiter la totalité de la production de boue de la station sans provoquer d'accumulation anormale et prolonger de boue dans le décanteur primaire et le décanteur secondaire.

IV.2.5.1.Epaississement

L'épaississeur constitue la première étape des filières de traitement des boues. Il sera dimensionné en fonction des charges polluantes éliminées dans les décanteurs primaires et secondaire.

IV.2.5.2.Stabilisation

La stabilisation est un processus qui limite les fermentations en vue de favoriser la valorisation agricole des boues. On distingue les stabilisations chimiques ou biologiques.
Pour ce dernier cas, les phénomènes peuvent être aérobies ou anaérobies. Il s'agit alors de l'étape de digestion des boues.
Pour la stabilisation chimique ; Le composé de choix est la chaux vive. Son incorporation se réalise à une boue déjà floculée égouttée. Un mélange intime est indispensable. Celui-ci est obtenu avec un malaxeur à vis. L'addition de chaux provoque une forte élévation de température et par conséquence une évaporation de l'eau.
Dans notre cas on choisit la technique de stabilisation aérobie, très utilisée dans les stations de traitement de moyenne importante.

IV.2.5.3.Déshydratation

Les procédés de déshydratation ont pour objectif de faire passer la boue de l'état liquide à une consistance plus ou moins solide.
Dans notre cas, on choisit une déshydratation naturelle sur lits de séchage afin de réduire les frais d'exploitation de la station (minimiser les dépenses d'énergies).

A. Dimensionnement

A.1.Epaississeur

Il reçoit les boues issues du décanteur primaire et secondaire.
La production journalière des boues est de :

a- Boues issues du décanteur primaire

Boues primaires : DXp = DBO5e + MESe

DXp = 3337,584 + 6514,2 = **9851,784Kg/j**

b- Boues issues du décanteur secondaire

Boues secondaires DXs**= 364,55Kg/j**(Représente les boues en excès)

c- la quantité totale journalière des boues sera

DX t = DXp + DXs = 9851,784+ 364,55= **10216,33 Kg/j**

d- La concentration des boues

A l'entrée de l'épaississeur les boues fraîches ont les concentrations moyennes suivantes :
- Boues primaires : (20÷30) g/l **[3]**
- Boues secondaire : (10÷30) g/l **[3]**

e- Calcul du débit journalier reçu par l'épaississeur

Le débit journalier de boues entrant dans l'épaississeur correspond aux débits de boues issus des deux décanteurs.

1- Le débit arrivant du décanteur primaire

Q_1 = DXp / S_1 = 9851,784 / 25 = **394,07m^3/j**
DXp : quantité issues du décanteur primaire
S1 : concentration des boues.

On prendra**S1 =25g/l**

2- Le débit arrivant du décanteur secondaire

Q_2 = DXs / S_2= 364,55/ 10 = **36,46 m^3/j**

S2: concentration des boues.

On prendra **S2=10 g/l**

3- Le débit total (Qt)

$Q_t = Q_1+Q_2$ = 36,46+1084,13=**430,53m^3/j**

4- La concentration du mélange (S)

S = DXt / Qt = 10216,33/ 430,53= **23,73Kg/m^3**

5- Le volume de l'épaississeur

V = Qt . Ts = 430,53*2 = 861,05m^3**V= 861,05m^3**

Ts : temps de séjours = 2j.

6- La surface horizontale

Pour une profondeur de H = 3m. On calcule :

Sh = V / H = 861,05/ 3= **287,02m^2**

7- Le diamètre

Notre épaississeur a une forme circulaire de diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4.Sh}{\pi}} = = \sqrt{\frac{4.287,02}{\pi}} = 19,12 \qquad D= 19,12\mathbf{m}$$

8- Caractéristiques des boues épaissies

La concentration des boues après épaississement par décantation est de l'ordre de 80à100 g/l. **[6]**

9- Calcul du débit des boues épaissies

C_{be}=85g /l.

Qd = DXt / 85 = 10216,33/85 = **120,19m^3/j.**

A.2.Stabilisateur aérobie

Le but de la stabilisation est d'éliminer dans la phase de respiration endogène 45% de MVS contenues dans les boues.

L'oxygénation est assurée par des aérateurs de surface ou insufflation d'air pour maintenir une concentration d'oxygène au moins égale à 2mg / l. **[3]**

A.2.1.La quantité de MVS contenue dans les boues

MES=13743kg/j

MMS =4122,9 kg/j

MVS=9620,1 kg/j

A.2.2.La quantité de MVS à la sortie de la stabilisation

(MVS) sortie =MVS-0,45.MVS= 9620*0.55= 5291,05 kg/j⟹(MVS) sortie = **5291,05kg/j**

A. 2.3.Temps de séjour

L'élimination des MVS est souvent traduite par la relation suivante :

$B_a = B_{a0}.1^{K_S T}$ ……. (IV-31)

- ✓ B_a : représente la quantité de MVS au temps t ;
- ✓ B_{ao} : représente la quantité de MVS au temps initiale ;
- ✓ K_s : le taux d'élimination des MVS qui dépend de la boue, de la température et également des traitements précédant la digestion.

Les valeurs de Ks s'échelonnent entre 0,5 et 0,05, nous prenons **Ks=0,05.**

L'alimentation se faisant régulièrement une fois par jour et le mélange étant inégale, la fraction volatile de boues maintenues dans le bassin sera telle que :

$B_a = B_{a0}.1^{K_S T}$ =0.95. B_{a0} ……..……. . (IV-32)

Et la fraction volatile stabilisée sera :

$(1-0.95).B_a = 45\%$ de MVS stabilisé

0,05Ba=0,45*5291,05 =**2380,97 kg**

Alors **B_a=47619,4 kg**

L'extraction journalier est de 5291,05 Kg MVS /J, l'âge des boues en stabilisation sera donc :

$\theta = \frac{\text{[illegible]}}{\text{[illegible]}} =$ **9 jours**

A.2.4.Boues en excès dans le stabilisateur

Q_{exces}= MMS+ $(MVS)_{sortie}$=4122,9 +5291,05 =9414**kg** de boues/jour

A.2.5.Dimensionnement du bassin de stabilisation

a-La masse de boue à maintenir dans le stabilisateur (M_b)

$M_b = Q_{excés} * t$ =9414* 9 =**84726kg.**

Sachant que les boues épaissies peuvent atteindre des taux de concentration C_{be} de 80 à 100 g/l, on prend **C_{be} =85g/l .**

b-Volume du bassin de stabilisation

$V=M_b/C_{be}$=84726/85=**996,77m^3**

c-Surface horizontale

On prend la profondeur du bassin de stabilisation **H= 4m**

Sh=V/H=996,77/4=**249,193m²**

d - La longueur de bassin

Notre stabilisateur a une forme rectangulaire et la surface est donnée par : Sh=L* l

On a L=2.l

l =$(S_H/2)^{0.5}$=**11,16m**

e -La largeur de bassin

L=2.l=2 * 11,16=**22,32m**

f-Aération du bassin de stabilisation

La quantité d'air nécessaire s'effectuera à l'aide des aérateurs**2** kg o_2 /kg MVS détruit.

-La masse des boues détruites par jour est de **5291,05** kg/j.

DO_2=2*5291,05 =10582,1kg O_2/j $\Rightarrow$**DO_2=10582,1 kg O_2/j**

A.3.lits de séchage

Les boues épaissies sont épandues sur des lits pour y être déshydratées naturellement. Les lits sont formés d'aires délimitées par des murettes. Ils sont constitués d'une couche de sable disposée sur une couche support de gravier. Les drains, disposés sous la couche support, recueillent les eaux d'égouttage pour les ramener en tête de station. L'épaisseur maximale (H) de boues à admettre sur les lits de séchage est 40 cm.

Les opérations successives de remplissage d'un lit doivent être faites à intervalles rapprochés, soit 2 à 3 jours. La durée de séchage est de 4 à 6 semaines suivant les climats et les saisons.

Une largeur (b) optimum de 8 m et une longueur (L) de 20 à 30 m est conseillée si le lit n'est alimenté qu'en un seul point.

A.3.1.Calcul des lits de séchage

Nous avons choisi les dimensions suivantes

b=8m; L=20m; H=0,4m

a- Le volume de boues épandues sur chaque lit

V = b * L * H ..... (IV-33)

V= **64m^3**

Le séchage des boues se fera quotidiennement avec une période de latence correspondant à la période d'enlèvement des boues séchées et de nettoyage des lits.

La quantité des boues à extraire quotidiennement est :

Qf= $(MVS)_{sortie}$= **5291,05 kg/j.**

La concentration des boues du stabilisateur varie entre 80 à 100 g/1.on la prend = 85 g/l.

D'ou le volume journalier des boues à extraire est :

V_1=5291,05/85=**62,25m^3/j.**

b-Nombre de lits nécessaires à chaque épandage

N >v1/v=62,25/64=0.97 on prend n=1

c-Volume des boues épandues par lit et par an

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

V_2=12*v=12*64=**768m^3**

d-**Volume des boues à sécher par an**

V_{ba}=v_1*365= 62.25*365=**22720,18m^3**

e- Nombre de lits nécessaire

N>v_{ba}/v_2=22720,18/768=**30lits**

f-**Surface nécessaire :**

S = S0 * N

Où : So c'est la surface du lit de séchage : S_0 = L * b = 20* 8 = **160m^2**

s=160* 30=**4800 m².**

Horizon 2040

Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur, stabilisateur aérobie et le lit de séchage pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau IV.15. Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur, stabilisateur aérobie et le lit de séchage (2025 et 2040).

Désignations	unité	2025	2040
Dimensionnement de l'épaississeur			
• Boues issues du décanteur primaire	kg/j	9851,78	6542,66
• Boues issues du décanteur secondaire	kg/j	364,55	238,21
• la quantité totale journalière des boues	Kg/j	10216,33	6780,87
• Le débit total	m^3/j	430,53	285,53
• La concentration du mélange :	Kg/m3	23,73	23,75
• Débit des boues épaissies	m^3/j	120,19	79,77
• Hauteur	m	3	3
• Surface horizontal	m²	287,02	190,35
• Volume	m^3	861,05	571,06
• Diamètre	m	19,12	15,57
Stabilisateur aérobie			
• La quantité de MES contenue dans les boues - MMS - MVS - MVS	kg/j	 13743,00 4122,90 9620,10	 5708,04 1712,41 3995,63
• La quantité de MVS à la sortie de la stabilisation **:**	kg/j	5291,05	2197,60
• Temps de séjour :	j	9	9
• Boues en excès dans le stabilisateur :	Kg /j	9413,96	3910,01
• La masse de boue à maintenir dans le stabilisateur (Mb)	kg	84725,60	35190,07
• Hauteur	m	4	4
• Volume du bassin de stabilisation	m^3	996,77	414,00
• Surface horizontale	m²	249,19	103,50
• La longueur de bassin	m	22,32	14,39

• La largeur de bassin	m	11,16	7,19
• Quantité d'air par jour Do_2	Kg o_2/j	10582,11	4395,1908
Lit de séchage			
• Le volume de boues épandues sur chaque lit	m^3	64	64
• la quantité des boues à extraire	Kg/j	5291,06	2197,60
• volume journalier des boues à extraire	m^3/j	62,25	25,85
• Nombre de lits nécessaires à chaque épandage	-	1	1
• Volume des boues épandues par lit et par an	m^3	768	768
• Volume des boues à sécher par an	m^3	22720,18	9436,73
• Nombre de lits nécessaire	-	30	13
• Surface nécessaire	m²	4800	2080,00

B) <u>Etude de la variante à faible charge.</u>

<u>Horizon 2025</u>

Etant donné que les ouvrages de prétraitement ne dépendent pas de la charge de pollution à l'entrée de la station, leur dimensionnement reste identique à celui du procédé du système à boues activées à moyenne charge.
Il s'agit des ouvrages suivants :

- ✓ Le degrilleur
- ✓ Le déssableur-déshuileur.

Le traitement biologique par boues activées à faible charge abouti à la formation d'une boue stable non fermentescible en admettant l'eau brute simplement dégrossie (sans décantation primaire c.à.d. le décanteur primaire sera supprimé dans le traitement à faible charge.)

Les paramètres du procédé à boues activées à faible charge sont :

- ➢ **Charge massique**

0,1 < Cm <0,2 Kg DBO5/Kg MVS j **[13]**

On prendra : Cm = **0,15** Kg DBO5/Kg MVS j

- **Charge volumique**

$0,3 < Cv < 0,6$ Kg DBO_5/ m^3j **[13]**

On prendra : $Cv = \mathbf{0,5}$Kg DBO_5/ m^3j

IV.3.Dimensionnement du bassin d'aération

Le bassin d'aération est dimensionné sur la base des charges massique et volumique. Le bassin sera de forme rectangulaire, de longueur L, de largeur B et de hauteur H.

IV.3.1.le volume du bassin

Va=L0/Cv

- ✓ C_v : Charge volumique (kg $DBO_5/m^3.j$).Cv = **0.5** Kg $DBO_5/ m^3/ j$
- ✓ L_0 : charge polluante à l'entrée du bassin (sans décantation primaire) (kg DBO_5/j). $\mathbf{L_0 = 11125,28kg/j}$

D'ou : **V = Lo/Cv** = 11125,28 /0,5 = 22250,56 m^3 **$V = 22250,56m^3$**

Vu que le volume du bassin est important, on projette 04 bassin de volume identique de $V=5562,64m^3$

IV.3.2.La hauteur du bassin

Elle est prise généralement entre 3 et 5m donc on prend : **H = 4 m**

La hauteur de revanche du bassin doit être h ≥ 80 cm. On prend **h=80cm.**

IV.3.3.Surface horizontale du bassin

Sh=V/H=5562,64/4=1338.2 **$Sh=1390,66 m^2$**

IV.3.4.Longueur

On fixe la longueur du bassin à 40m ⇒ **L=40m**

IV.3.5.Largeur

B=Sh/L=5562,64/40=34,77

B=34,77m

IV.3.6.La masse de boues dans le bassin

$$X_a = \frac{M_a}{C_a} = \frac{\text{[illegible]}}{\text{[illegible]}} = 74168,53\text{kg} \Rightarrow$$ **X_a=74168,53 kg**

IV.3.7.Concentration de boues dans le bassin

[Xa] =Xa/V= 74168, 53/22250,56 = 3.33 kg/m^3

IV.3.8.Calcul du temps de séjour

Pour le débit moyen horaire

$$T_s = \frac{V}{Q_{moy\,h}} = \frac{\text{[illegible]}}{\text{[illegible]}} = 16,32h$$ ⇒ **Ts= 16,32 h**

Pour le débit de pointe par temps sec

$$\frac{V}{Q_{pte}} = \frac{\text{illegible}}{\text{illegible}} = 10{,}01\text{h} \Rightarrow \mathbf{Ts=10{,}01h}$$

$$= \text{illegible}$$

Pour le débit de pointe en temps de pluie.

$$\frac{V}{Q_{pte}} = \frac{\text{illegible}}{\text{illegible}} = 3{,}34\text{ h} \Rightarrow \mathbf{Ts=3{,}34\ h}$$

$$= \text{illegible}$$

IV.4.Concentration de l'effluent en $DBO_5(S_0)$

$So = Lo / Q_{moy\,j} = 11125{,}28 / 32721{,}4 = 0{,}34 g/l \Rightarrow$ **So = 340mg/l**

IV.4.1.La charge polluante à la sortie (Sf= 30mg/l)

La charge polluante à la sortie a une concentration S_f conforme aux normes de rejets fixées à 30 mg/l de DBO_5.

D'où la charge :

$Lf = Sf \cdot Q_{moy\,j} = 0{,}03 \cdot 32721{,}4 = 981{,}642$ Kg DBO_5/j $\Rightarrow$ **Lf=981,642 Kg DBO_5/j**

IV.4.2.La charge polluante éliminée Le

$Le = Lo - Lf = 11125{,}28 - 981{,}642 = 10143{,}64$Kg DBO_5/j $\Rightarrow$ **Le =10143,638Kg DBO_5/j**

IV.4.3.Le rendement de l'épuration

$\eta_{ep} = (Lo - Lf) / Lo = (10143{,}64/11125{,}28).100 = 91{,}18\% \Rightarrow$ **η_{ep}= 91,18%**

IV.5.Besoins théoriques en oxygène

Le calcul théorique de la consommation d'oxygène est donné par la formule

$$q_{o2} = a' L_e + b' Xa \quad \text{(Kg/j)}$$

- ✓ Le : $DB0_5$ éliminée dans le bassin d'aération par jour (Kg).
- ✓ Xa : quantité de boues (MVS) présentes par jour dans le bassin d'aération (Kg)
- ✓ a' : la fraction de pollution transformé en énergie de synthèse au cours de l'épuration et c'est aussi la quantité d'oxygène à fournir aux bactéries pour qu'elles synthétisent la matière vivante à partir d'une pollution.

  0.48<à<0.65**a'=0,6**

- ✓ b' : coefficient cinétique de respiration endogène

0.07< b'< 0.11 **b'=0,08**

A. les besoins journaliers en oxygène

$q_{o2} = 0{,}6.10143{,}63 + (0{,}08.74168{,}53) = 12019{,}67$Kg O_2/j

B. La quantité d'oxygène horaire

$q_{o2/24} = 12019{,}67 / 24 =$ **500,82 Kg O_2/h**

C. La quantité d'oxygène nécessaire par m^3 du bassin

$q_{o2}/_{m3} = qo_2 / v = 12019,67/22250,56 =$ **0,54 Kg O_2/m^3j**

D. Les besoins en pointe horaire en oxygène

q_{o2pte} = (a'Le/ Td) + (b'.Xa./24)

D'où : $q_{O2pte} = 0,6.1906,45 /16 + (0,08. 13645,33/24) =$ **627,62 Kg O_2/h.**

IV.6.Besoin réel en pointe en oxygène

$$q_{o_2 réel} = \frac{q_{o_2}}{\alpha . \beta}$$

$$\alpha = \frac{C_S\left(eau\ usee\right)}{C_S\left(eau\ epure\right)} = 0,8$$

- ✓ β : tel que $0,8 \le \beta \le 0,95$ On prend : $\beta = 0,85$
- ✓ [illegible] $= 922,96$ Kg[illegible]/h

En moyenne :de22151,04 Kg[illegible]/j

IV.7.Calcul des caractéristiques de l'aérateur

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

Les apports spécifiques des aérateurs de surface ont sauvent été compris entre 1et 2 $kg\ O_2 / kwh$.

$$E_n = \frac{q_{O_2}}{E_a}$$

Onprend : E_a =**1.5**kgO_2/ kwh

Donc : [illegible] $= 418,41 kw$ **En = 418,41Kw**

B-puissance de brassage

E_b=Sh* Pa avec : Pa = 80w/m²

Donc : Eb=Sh *Pa =1390,66 * 80 =111252,8 **w.** **E_b=111.52Kw**

C-Calcul de nombre d'aérateurs dans le bassin

Na=En/Eb= 418.41/111.52=**3.76**

On prend deux aérateurs (**Na=4**).

IV.8.Bilan de boues

A-Calcul de la quantité des boues en excès

La quantité de boues en excès est déterminée par la formule d'ECKENFELDER:

$$\Delta X = X_{\min} + X_{dur} + a_m L_e - bX_a - X_{eff}$$

La charge journalière en MES à la sortie de déssableur-déshuileur est**1848Kg/j**

X_{min}= 0,25*10857=3257,10 Kg/j

X_{dur}=0.3 MVS

X_{dur}=0.3 (0.75*10857) =2279,97kg/j

X_{eff}=0.65*6472.58=981,64Kg/j

bX_a=0.05*33455=5191,80Kg/j

Alors :

ΔX= **5449,81 kg/j**

B-Concentration des boues en excès

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

On prend : $I_m = 125\ ml/g$

D'où : $X_m = \frac{1200}{125}$ $\Rightarrow$ **Xm=9,6 kg/m^3**

C-Le débit de boues en excès

Ce débit est donné par :

$Q_{ex} = \frac{\Delta X}{X_r} = \frac{\text{[illegible]}}{\text{[illegible]}} = 567{,}69 m^3/j$

$Q_{excés}$=567,69m^3/j

D-Le débit spécifique par m^{3}de bassin

$$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V}$$

Donc : $q_{sp} = \frac{\text{[illegible]}}{\text{[illegible]}} = 0.24\ Kg/m^3/j \Rightarrow$ **q_{sp}=0,24Kg/m^3 .**

E-Le taux de recyclage

$$R = \frac{100[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]}$$

- R : taux de recyclage(%)
- $[X_a]$: concentration des boues dans le bassin = **3.33Kg/m^3**

$$\frac{\square\square\square}{*\square,\square\square} = 53.11$$

$$= \frac{\square\square\square\square\square\square}{\square,\square\square}$$

F-Le débit des boues recyclées

Qr =R Qj

Donc :Qr = 0,595*32721,4= 2783,65 m^3/j $\Rightarrow$ Qr = 19469,23m^3/j

G-Age des boues

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X}$$

$$\square = \frac{\square\square\square\square\square}{,\square} = 13{,}61 \text{ jours} \quad \mathbf{A_b = 13{,}61 \text{ jours}}$$

$$= \frac{\Delta\square}{\square}$$

IV.9.Calcul du clarificateur (décanteur secondaire)

❖ **Données de base**

- ✓ Le temps de séjour : **t_s= (1,5÷2) heure** .On prend **t_s= 1,5h.**
- ✓ Le débit de pointe en temps de pluie (de la station) : **Q_{ptp}=1080 m^3/h**

N.B : Le dimensionnement du décanteur secondaire est identique à celui de la première variante.

Horizon 2040

Pour cet horizon, on dimensionne l'aérateur et le clarificateur avec la différence des débits des deux horizons :

- Débit de la station

$Q_{ptp} = Q_{ptp(2040)} - Q_{ptp(2025)}$

$Q_{ptp} = 9320{,}29 - 6666{,}95 = 2653{,}34$ **m^3/h**

- Débit moyen journalier

$Q_{moy\ j} = Q_{moy\ j(2040)} - Q_{moy\ j(2025)}$

$Q_{moy\ j}$=*46312*– 32721 ,4=13590,6**m^3/j**

- La charge en MES à la sortie du déssableur-déshuileur est de :

MES=19451,04-10857=**8594,04Kg/j**

- ✓ Pour l'aérateur on garde la même forme (rectangulaire).
- ✓ pour le clarificateur on garde aussi la même forme (circulaire)

Les résultats de dimensionnement de l'aérateur et le décanteur secondaire pour l'horizon 2040 sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau IV.16 Résultats de calcul d'aérateur et le décanteur secondaire pour les deux Horizons.

Désignations	Unité	2025	2040
Données de base			
Débit moyen journalier $Q_{moy\ j}$	m^3/j	32721,4	13590,60
Débit moyen horaire $Q_{moy\ h}$	m^3/h	1363,4	566,28
Débit de pointe en temps de pluie Q_{ptp}	m^3/h	6666,95	2653,34
Charge polluante à l'entrée du bassin L_o	Kg/j	11125,28	15746,08
Concentration de l'effluent en DBO_5 : So	mg/l	0,34	1,16
La charge polluante à la sortie Lf	$KgDBO_5/j$	981,64	1389,36
La charge polluante éliminée Le	$KgDBO_5/j$	10143,64	14356,72
Le rendement de l'épuration η_{ep}	%	91,18	91,18
Dimensionnement du bassin d'aération			17011,94
Volume du bassin V	m^3	5562,64	708,83
nombre	- m	4	0,54
Hauteur du bassin H	m^2	4	
Surface horizontale du bassin Sh	m	1390,66	888,29
Largeur du bassin B	m	40	
Longueur du bassin L	Kg	34,77	
La masse de boues dans le bassin Xa	Kg/m^3	74168,53	
Concentration de boues dans le bassin [Xa]	h	3.33	
Temps de séjours Ts - débit moyen horaire	h	16,32	
- débit de pointe par temps sec	h	10,01	
-débit de la station		3,34	

Besoin en oxygène			
Besoins journaliers en oxygène : qo_2	KgO_2/j	12019,67	
La quantité d'oxygène horaire $qo_2/24$	KgO_2/h	500,82	1306,31
La quantité d'oxygène nécessaire pour un m^3 du bassin qo_2/m^3	KgO_2/m^3j	0.54	592,19
Besoins en pointe horaire en oxugéne qo_{2pte}	KgO_2/h	627,61	157,46
			4
Calcul de l'aérateur de surface à installer			5631,83
	KgO2/h	922,96	9,6
-Besoin réel de pointe en oxygène :			586,65
-Calcule de puissance de l'aération nécessaire :	kW	418,41	0,18
-puissance de brassage :	kW	111.52	53.11
	-		27324,08
-Calcul de nombre d'aérateurs dans le bassin :		4	18,64
Bilan de boues			
-Calcul de la quantité des boues en excès Δx	Kg/j	5449,81	circulaire
-Concentration de boues en excès X_m	Kg/m^3	9.6	1
-Le débit de boues en excès Qexcés	m^3/j	567,69	1326,67
-Le débit spécifique par m^3 de bassin q_{sp}	$Kg/m^3.j$	0.25	129,09
-Le taux de boues recyclées R	%	53.11	3980,01
-Le débit des boues recyclées Qr	m^3/j	19305,63	3
-Age des boues Ab	j	13,61	7,03
			4,50
Caractéristiques du clarificateur			
-forme	circulaire	circulaire	
-Nombre de bassins	-	1	
-Surface horizontale	m^2	3333,48	
-Diamètre	m	204,62	
-Volume	m^3	10000,42	
-Hauteur	m	3	
-Temps de séjour pour le débit moyen horaire	j	7,33	
-Temps de séjour pour le débit de pointe par temps sec	j	4,50	

IV.10.Traitement tertiaire (désinfection) :

Tableau IV.17 : résultats de dimensionnement du bassin de désinfection pour les deux horizons.

Caractéristiques du bassin	Unité	Horizon	
		2025	2040
• Volume	m^3	3333,48	1326,67
• Hauteur	m	3	3
• Surface horizontale	m^2	1111,16	442,22
• Longueur	m	47,14	29,74
• Largeur	m	23,57	14,87
• Dose journalière en chlore	Kg/j	327,21	135,91
• La quantité d'hypochlorite de sodium nécessaire	m^3/j	5,16	2,14
• La quantité annuelle d'hypochlorite :	m^3/an	1883,80	782,42

IV.11.Traitement des boues

Les boues du traitement par boues activées à faible charge sont fortement minéralisées donc, il n'est pas nécessaire de les traiter dans le stabilisateur.
Apres épaississement, les boues sont envoyées directement aux lits de séchage.

IV.11.1.Dimensionnement

A. Epaississeur

Il reçoit les boues issues du décanteur secondaire.
La production journalière des boues est de :

A.1.Boues issues du décanteur secondaire

Boues secondaires DXs**= 586,65Kg/j** (Représente les boues en excès)

A.2.La concentration des boues

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

- Boues secondaire : (10÷30) g/l

A.3.Le débit arrivant du décanteur secondaire (le débit total)

$Q_t = Q_2$ = DXs / S_2= 586,65/ 10 = 58,66**m^3/j**
On prendra **S2=10 g/l**

A.4.Le volume de l'épaississeur

V = Qt . Ts = 58,66*2 = 117,32m^3**V =117,32m^3**
Ts : temps de séjours = 2j.

A.5. La surface horizontale

Pour une profondeur de H = 3m. On calcule :

Sh = V / H = 117,32/ 3= **39,11 m^2**

A.6.Le diamètre

Notre épaississeur a une forme circulaire de diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4.Sh}{\pi}} = \sqrt{\frac{4.39,11}{\pi}} = \mathbf{7.06m}$$ **D=7.06m**

A.7.Calcul du débit des boues épaissies

La concentration des boues après épaississement par décantation est de l'ordre de 80à100 g/l. on prend :C_{be}= 85g /l.

Qd = DXt / 85 = 586,65/85 = **6,90m^3/j.**

B.Litsde séchage

Nous avons choisi les dimensions suivantes

b=8m; L=20m; H=0,4m

B.1.Le volume de boues épandues sur chaque lit

V = b * L * H **V = 64m^3**

La quantité des boues à extraire quotidiennement est :

La concentration des boues du stabilisateur varie entre 80 à 100 g/1.on la prend = 85 g/l.

D'ou le volume journalier des boues à extraire est :V_1=**6,90m^3/j.**

B.2.Nombre de lits nécessaires à chaque épandage

N >v1/v=6,90/64 =0.1 on prend n=1

B.3.Volume des boues épandues par lit et par an

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

V_2=12 * v =12*64=**768m^3**

B.4.Volume des boues à sécher par an

V_{ba}=v_1*365= 6,90*365=**2519,14m^3**

B.5. Nombre de lits nécessaire

N>v_{ba}/v_2= 2519,14/ 768 =**4 lits**

B.6.Surface nécessaire

S = S0 * N

Où : So c'est la surface du lit de séchage : S_0 = L * b = 20* 8 = **160m^2**

s=160 * 4 =**460 m^2.**

Horizon 2040

Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur et le lit de séchage pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau IV.18. Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur et le lit de séchage (2025 et 2040).

Désignations	unité	2025	2040
Dimensionnement de l'épaississeur			
• Boues issues du décanteur secondaire	kg/j	586,65	567,69
• Le débit total	m^3/j	58,66	56,77
• Débit des boues épaissies	m^3/j	6,90	6,68
• Hauteur	m	3	3
• Surface horizontal	m^2	39,11	37,85
• Volume	m^3	117,33	113,54
• Diamètre	m	7,06	6,94
Lit de séchage			
• Le volume de boues épandues sur chaque lit	m^3	64	64,00
• Le volume journalier des boues à extraire	m^3/j	6,90	6,68
• Nombre de lits nécessaires à chaque épandage	-	1	1
• Volume des boues épandues par lit et par an	m^3	768	768
• Volume des boues à sécher par an	m^3	2519,14	2437,72
• Nombre de lits nécessaire	-	04	04
• Surface nécessaire	m^2	460	640

IV.12 Conclusion

Parmi les variantes d'épuration étudiée par le procédé par boues activées, nous optons pour une épuration par boues activées à moyenne charge parce que nous avons une agglomération importante alors que le développement des activités humaines s'accompagne inévitablement d'une production croissante de rejets, ainsi que les avantages que peut apporter Ce procédé telles que :

- L'impact sur l'environnement
- L'économie sur la pièce de terrain.
- L'économie sur le coup énergétique

Chapitre V

Calcul hydraulique

Chapitre V : Calcul hydraulique.

Introduction

Le dimensionnement adéquat des ouvrages constituant une station d'épuration des eaux usées est tributaire du débit de pointe en tenant compte de la dilution. Afin de ne pas affecter le rendement épuratoire de la station d'épuration ; le débit d'apport doit être régularisé au moyen d'ouvrages projetés à l'amont de la station qui ne sont autres que le déversoir d'orage et le bassin-piège. Ces derniers doivent être adéquatement dimensionnés pour ne pas dysfonctionner les ouvrage de l station d'épuration notamment les décanteurs.

Afin d'éviter un surplus d'apport des eaux usées à la station d'épuration, notre objectif consiste à un dimensionnement d'un déversoir d'orage qui sera appelé à régulariser cet apport.

Un deuxième déversoir doit être dimensionné afin de tenir compte l'extension de la station; alors il sera sert à régulariser le débit de la station a long terme.

V.1.Déversoir d'orage

Généralement, on désigne par le terme « déversoir » des ouvrages de dérivation conçus pour les flux et limiter le débit dirigé par temps de pluie vers l'aval du réseau et donc vers la STEP. Ce terme générique de déversoir peut être précisé par différents aspects, comme par exemple Valiron (1995) ou Chocat (1997) :

- « Sur un réseau unitaire, on désigne par déversoir d'orage l'ensemble du dispositif dont la fonction est d'évacuer vers le milieu naturel les pointes de ruissellement de manière à décharger le réseau aval » (Valiron 1995), « Une deuxième fonction du déversoir est d'assurer un partage des flux polluants entre le milieu naturel et le collecteur aval »,
- « Le déversoir d'orage est un ouvrage permettant le rejet direct d'une partie des effluents au milieu naturel lorsque le débit à l'amont dépasse une certaine valeur. Les déversoirs d'orage sont généralement installés sur les réseaux unitaires dans le but de limiter les apports au réseau aval et en particulier dans la STEP en cas de pluie ». (Chocat 1997).

Un déversoir d'orage est donc un ouvrage de contrôle permettant une régulation hydraulique des effluents en réseau d'assainissement.

Il dérive une partie des effluents lorsque le débit à l'amont dépasse une certaine valeur que l'on appelle "débit de référence" ; Le débit dérivé peut sortir complètement du système d'assainissement, soit y être réinjecté après stockage dans le bassin. **[9]**

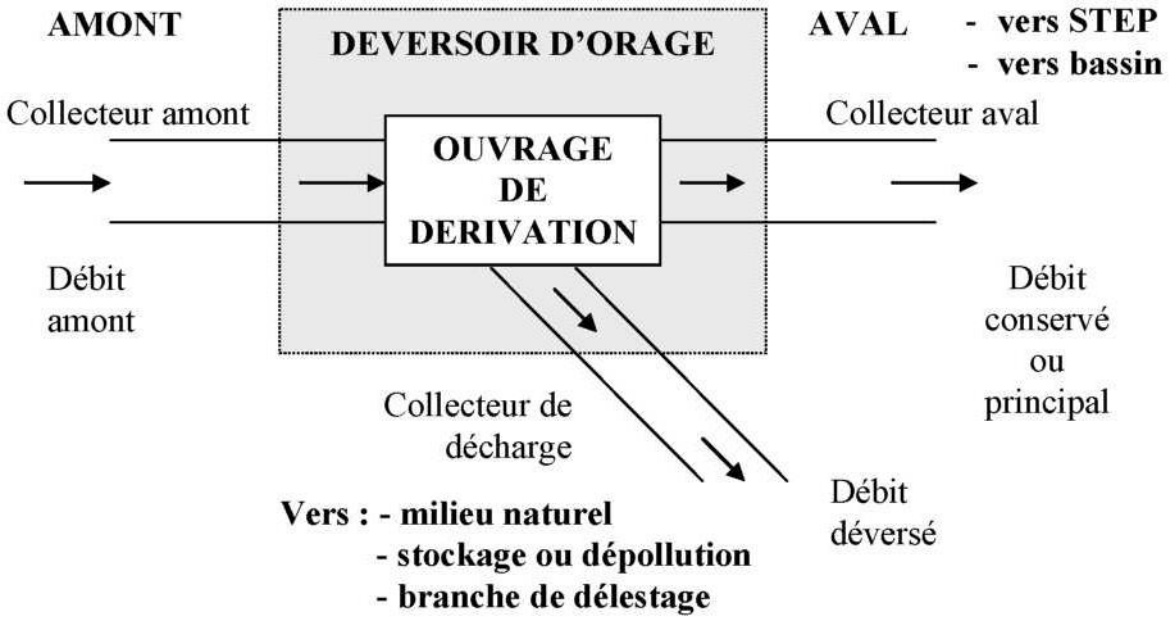


Figure V.1: Schéma de principe du déversoir d'orage.

Figure V.2:Exemples des déversoirs d'orage (déversoir latéral et déversoir frontal).

V.1.1.Type de déversoir d'orage

Le choix du type de déversoir ne se fera pas à la base de connaissances de son mode de calcul, mais en tenant compte du régime d'écoulement, des niveaux d'eau de l'émissaire, de la position de l'exutoire et de la topographie du terrain.

Dans notre projet, on optera pour le déversoir d'orage à seuil latéral (voir figure V-1), car notre terrain est caractérisé par une faible pente par rapport à la position de l'exutoire, ce genre de déversoir d'orage présente une facilité d'entretien et d'exploitation.

Le déversoir d'orage sera placé en amont de la station avant le dégrilleur.

V.1.2.Calcul des déversoirs et les paramètres hydraulique des conduites.

- Le débit de pointe au temps sec Qpts de l'horizon 2040 Qpts=3106,76 m^3/h Qpts= 0,86m^3/s.
- Le débit pluvial a été estimé par la D.H.W. de BLIDA Q pl =7900l/s c'est à dire 2,19m^3/s.

Donc le collecteur principal d'amené a un débit de :
Qa = Qpts + Qpl+ Qpar…… (V-1)

Qpar: Débit des eaux parasites; il est estimé de 0,15l/s/ha.

La surface =420,8 ha ; alors Q_{par} = 0,15*420,8=63,12 l/s=0,063 m^3/s.

Qa = 0,86 +0,063 +2,19= 3,11m^3/s **Qa =3,11m^3/s**

V.1.2.1.A l'amont du déversoir d'orage.

On calcule le diamètre du collecteur qui véhiculera le débit d'eau total en 2040 :

Qa = 3,11m^3/s ; I = 0,6%.

❖ **D'après l'abaque de Bazin (01et 02) [annexe I et II]**

- ✓ De = 1500 mm (diamètre à l'entrer du déversoir).
- ✓ Qps = 3,62m3/s (débit à pleine section).
- ✓ Vps = 2,6 m/s (vitesse à pleine section).

Avec les paramètres hydrauliques :

- ✓ r_Q = Qa/Qps = 3,11/3,62 = 0,86 (rapport des débits).
- ✓ r_H= He/De = 0,8 => He = 0,8* 1500 = 1200 mm (hauteur de remplissage).
- ✓ r_V= V/Vps = 1,12 => V = 1,12*2,6 = 2,91 m/s (rapport des vitesses).

V.1.2.2.A l'aval du déversoir d'orage (vers le deuxième déversoir)

- ✓ Q_{ptp} = 2,58m^3/s
- ✓ I = 1,2%

❖ **D'après l'abaque de Bazin (01et 02) [annexe I et II]**

- ✓ Ds = 1200 mm.
- ✓ Qps = 3m^3/s.
- ✓ Vps = 3,1 m/s.

Avec les paramètres hydrauliques :

- ✓ r_Q = Q_{ptp}/Qps = 2,58/3 = 0,86(rapport des débits).
- ✓ r_H= Hs/Ds = 0,81=>Hs = 0,81*1200 = 972mm (hauteur de remplissage).
- ✓ r_V= V/Vps= 1,13 => V = 1,13*3,1= 3,5m/s (rapport des vitesses).

V.1.2.3 Calcul de déversoir d'orage

$\mathbf{Q_{cr1}} = Q_{t1}.\ Z$

Avec ; Z : Coefficient de retardement : $Z = 1 - \frac{Tc1}{100}$

T_{c1} : Temps de concentration,

Puisqu'on n'a pas de renseignement sur le (Tc) donc on suppose que $Q_{cr} = Qt$

Alors que $Q_{cr1} = Q_{d1} + Q_{ptp(2040)}$ avec $Q_{ptp(2040)}$ c'est le débit de la station au long terme; il est estimé de débit en temps sec en tenant compte la dilution trois fois.

A) Le débit déversé vers le milieu exutoire (Q_{d1})

$Q_{d1} = Qa - Q_{ptp(2040)} = 3{,}11 - 2{,}58 = 0{,}53 m^3/s$

$Q_d = 0{,}53 m^3/s$

B) Dimensionnement du déversoir d'orage (type frontal)

La hauteur d'entrée $He_1 = 1200$ mm
La hauteur de sortie $Hs_1 = 972$ mm
La lame d'eau déversée est donnée par :
$H_{dev1} = (He_1 - Hs_1)$ / …….. (V-2)

$H_{dev1} = (1200-972) = 228$mm

C) la largeur du seuil déversant

$Q_{dev1} = 2/3 * \mu * b_1 * H_{d1}(2g * H_{d1})^{0,5}$ …… (V-3)

Donc $b_1 = (3 * Q_{d1})/2\mu * (2g)^{1/2} * H_{d1}^{3/2}$ ……..……(V-4)

Avec :

- ✓ **μ** : cœfficient de débit dépend de la forme du seuil et varie également suivant la hauteur de la lame d'eau déversée pour les crêtes minces $\mu = 0{,}4$.
- ✓ **g** : L'accélération de la pesanteur elle est égale 9,81 m^2/s.

$b1 = (3 * 0{,}53)/(2 * 0{,}4 * (2 * 9{,}81)^{1/2} * 0{,}228^{3/2}) = 4{,}12$m **b1= 4,12 m**

V.1.2.4Calcul de deuxième déversoir

$\mathbf{Q_{cr2}} = Q_{t2}.\ Z$

Avec ; Z : Coefficient de retardement : $Z = 1 - \frac{Tc}{100}$

T_c : Temps de concentration,

Puisqu'on n'a pas de renseignement sur le (Tc) donc on suppose que $Q_{cr2} = Qt_2$

Alors que $Q_{cr2} = Q_{d2} + Q_{ptp(2025)}$ avec $Q_{ptp(2025)}$c'est le débit de la station au moyenne terme; il est estimé de débit en temps sec en tenant compte la dilution trois fois.

V.1.2.4.1A l'amont du déversoir

- ✓ $Q_{ptp(2040)} = 2{,}58 m^3/s$

- ✓ I = 1,2 %

❖ **D'après l'abaque de Bazin (01et 02) [annexe I et II]**

- ✓ De = 1200 mm.
- ✓ Qps = 3m^3/s.
- ✓ Vps = 3,1 m /s.

Avec les paramètres hydrauliques :

- ✓ $r_Q = Q_{ptp} / Qps = 2,58/3 = 0,86$ (rapport des débits).
- ✓ $r_H = Hs /Ds = 0,81 => Hs = 0,81*1200 = 972mm$ (hauteur de remplissage).
- ✓ $r_V = V / Vps = 1,13 => V_2 = 1,13* 3,1 = 3,5m/s$ (rapport des vitesses).

V.1.2.4.2.A l'aval du déversoir (vers la station).

- ✓ $Q_{ptp(2025)} = 1,85m^3/s$
- ✓ I = 1,2 %

❖ **D'après l'abaque de Bazin (01et 02) [annexe I et II]**

- ✓ Ds = 1000 mm.
- ✓ Qps = 1,8m^3/s.
- ✓ Vps = 2,85 m /s.

Avec les paramètres hydrauliques :

- ✓ $r_Q = Q_{ptp(2025)}/Qps = 1,85/1,8 = 1,01$ (rapport des débits).
- ✓ $r_H = Hs /Ds = 0,75 => Hs = 0,75*1000 = 750mm$ (hauteur de remplissage).
- ✓ $r_V = V / Vps = 1,14 => V = 1,14* 2,85 = 3,25m/s$ (rapport des vitesses).

A) Le débit déversé vers l'extension (Q_{d2})

$Q_{d2} = Q_{ptp(2040)} - Q_{ptp(2025)} = 2,58 - 1,85 = 0,73\ m^3/s$

B) Dimensionnement du déversoir

La hauteur d'entrée He_2 =972mm
La hauteur de sortie Hs_1 = 750mm
La lame d'eau déversée est donnée par :

$H_{dev1} = (He_1 – Hs_1) /$ …….. (V-5)

H_{dev1}= (972-750) = 222mm

C) la largeur du seuil déversant

$Q_{dev2} = 2 /3*\mu*b*H_{d2}(2g*H_{d2})^{0,5}$ ……. (V-6)

Donc $b2 = (3* Q_{d2}) / 2\mu*(2g)^{1/2} * H_{d2}^{3/2}$ ……..…… (V-7)

Avec :

- ✓ **μ** : cœfficient de débit dépend de la forme du seuil et varie également suivant la hauteur de la lame d'eau déversée pour les crêtes minces μ= 0,4.
- ✓ **g** : L'accélération de la pesanteur elle est égale 9,81 m^2/s.

$b2 = (3* 0,73) / (2 *0,4*(2 * 9,81)^{1/2} * 0, 222^{3/2}) = 5,92m$ **b2= 5,92 m**

V.2.Profil hydraulique

Le profil hydraulique consiste à calculer les différents niveaux d'eau le long de la chaîne de traitement, puis relier ces niveaux par une ligne appelée (ligne piézométrique).

V.2.1.Cotes moyennes du terrain naturel des zones d'implantation des ouvrages : Apres le dessin en plan des différents ouvrages de la station dans un levé topographique du futur site de notre projet, on prélève les cotes de terrain naturel de chaque ouvrage; et voila les résultats sont représentés dans le tableau suivants :

Tableau V.1: Cotes moyennes du terrain naturel d'implantation des différents ouvrages de la station.

Désignation des ouvrages	Cotes du terrain naturel (m)
Dégrilleur	27,14
Déssableur-déshuileur	26.8
Décanteur primaire	26.50
Bassin d'aération	26
Décanteur secondaire	25.35
Bassin de désinfection	25

V.2.2.Calcul des pertes de charges, diamètres et des longueurs des conduites reliant les ouvrages de la station d'épuration :

Pour calculer les pertes de charge dans les conduites on utilisera la formule de Darcy définie par :

$$\Delta H = 8\lambda \frac{LQ^2}{\pi^2 g D^5}$$

Pour cela on doit connaître les paramètres suivants :

- Les longueurs des conduites (qui peuvent être déduites du schéma d'implantation donc peuvent être calculées).
- Les diamètres des conduites.
- Le débit qui est connu.
- La nature du matériau : on utilisera le béton

V.2.2.1.Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages :

Pour tous nos calculs on utilisera les longueurs équivalentes pour tenir compte des pertes de charges singulières tel que :Leq = 1,15 *$L_{réelle}$

Toutes les canalisations seront dimensionnées de façon qu'on leur impose une pente de 1,5% pour permettre un bon écoulement de l'eau et assurer l'auto-curage avec une vitesse minimale de 0,6 m/s et éviter l'abrasion pour les vitesses supérieures à 5 m/s.

Tableau V.2. Longueurs réelles des conduites entre les ouvrages de la STEP.

Ouvrages	L équi (m)
Dégrilleur -Déssableur-déshuileur	9
Déssableur-déshuileur - Décanteur I	16,54
Décanteur I - Bassin d'aération	39,52
Bassin d'aération - Décanteur II	47,7
Décanteur II - Bassin de désinfection	45,59

V.2.2.2.Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages ainsi que les pertes de charges :

- **Conduite dégrilleur- déssableur :**

Qpte = 1,85 m^3/s, I =1,5%, et d'après l'abaque de Bazin (01) on aura : **D = 1000 mm**

Leq = 10,36m $\lambda = (1{,}14 - 0{,}86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2}$

Puisque le béton à une rugosité de 1 mm donc :

$\lambda = 0{,}01923$

$$\Delta H = 8 * 0{,}01923 \frac{10{,}36 * 1{,}85^2}{3{,}14^2 * 9{,}81 * 1^5} = 0{,}056m \quad \Delta H = 0{,}056m$$

- **Conduite déssableur – Décanteur primaire :**

On néglige le débit des boues devant le débit des eaux et on calcul

Qpte = 1,85 m^3/s, I = 1,5%, et d'après l'abaque de Bazin (01) on aura : **D = 1000 mm**

Leq = 19,02m $\lambda = (1{,}14 - 0{,}86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2}$

Puisque le béton à une rugosité de 1 mm donc :

$\lambda = 0{,}01923$

$$\Delta H = 8 * 0{,}01923 \frac{19{,}02 * 1{,}85^2}{3{,}14^2 * 9{,}81 * 1^5} = 0{,}107m \ \Delta H = 0{,}107m$$

- **Conduite décanteur primaire – bassin d'aération :**

On néglige le débit des boues devant le débit des eaux et on calcul

Qpte = 1,85m^3/s, I = 1,5%, et d'après l'abaque de Bazin (01) on aura : **D = 1000 mm**

Leq = 39,52m $\lambda = (1{,}14 - 0{,}86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2}$

Puisque le béton à une rugosité de 1 mm donc :

$\lambda = 0{,}01923$

$$\Delta H = 8 * 0{,}01923 \frac{39{,}52 * 1{,}85^2}{3{,}14^2 * 9{,}81 * 1^5} = 0{,}215m \ \Delta H = 0{,}215m$$

- **Conduite bassin d'aération – décanteur II :**

On néglige le débit des boues devant le débit des eaux et on calcul

Qpte = 1,85 m^3/s, I = 1,5%, et d'après l'abaque de Bazin (01) on aura : **D = 1000 mm**

Leq = 47,7m $\lambda = 0{,}01923$

$$\Delta H = 8 * 0{,}01923 \frac{47{,}7 * 1{,}85^2}{3{,}14^2 * 9{,}81 * 1^5} = 0{,}25m \ \Delta H = 0{,}25m$$

- **Conduite décanteur II – bassin de désinfection :**

On néglige le débit des boues devant le débit des eaux et on calcul

1,85 m^3/s, I = 1,5%, et d'après l'abaque de Bazin (01) on aura : **D = 1000 mm**

Leq = 45,59m $\lambda = 0{,}01923$

$$\Delta H = 8 * = 0{,}01923 \frac{= 45{,}59 * 1{,}85^2}{3{,}14^2 * 9{,}81 * 1^5} = 0{,}25m \ \Delta H = 0{,}25m$$

V.2.2.3.Calcul des cotes piézométriques et cotes de radier des différents ouvrages :

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

$P_1/W + V_1^2/2g + Z_1 = P_2/W + V_2^2/2g + Z_2 + H_{1-2}$

P_1/W et P_2/W : énergies de pression dans les sections (1) et (2).

$V_1^2/2g$ et $V_2^2/2g$: énergies cinétiques en (1) et (2).

Z_1 et Z_1 : cotes des points (1) et (2).

H_{1-2} : pertes de charges dans le tronçon (1-2).

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

$$P_1/W + Z_1 = P_2/W + Z_2 + H_{1-2}$$

Posons: $P_1/W = H_1$ et $P_2/W = H_2$ donc :

$H_1 + Z_1 = H_2 + Z_2 + H_{1-2}$

$Cp_1 = H_1 + Z_1$ cote piézométrique au point (1).

$Cp_2 = H_2 + Z_2$ cote piézométrique au point (2).

$Cp_2 = Cp_2 + H_{1-2}$

- **Cote piézométrique du dégrilleur :**

On a la cote de terrain naturelle du dégrilleur $CTN_D = 27,14$

Z_d= cote terrain du radier = 26,89 m

et la hauteur d'eau dans le dégrilleur est de $H_d = 0,5$ m

D'où Cp d = $Z_d + H_d$= 26,89+ 0,5**Cpd = 27,39m**

- **Cote piézométrique du dessableur-déshuileur :**

La hauteur d'eau dans le dessableur-déshuileur est de $H_{d-d} = 2,5$m

$H_d + Z_d = H_{d-d} + Z_{d-d} + \Delta H_{d--d-d}$

$Z_{d-d} = H_d + Z_d - H_{d-d} - \Delta H$

Z_{d-d} =27,39– 2,5 – 0,056 Z_{d-d} = 24,83m

Cp d-d = $Z_{d-d} + H_{d-d}$ = 24,83+ 2,5 **Cp d-d = 27,33m**

- **Cote piézométrique du décanteur primaire :**

La hauteur d'eau dans le bassin d'aération est de $H_{Dp} = 3,75$ m

$H_{d-d} + Z_{d-d} = H_{Dp} + Z_{Dp} + H_{dd-Dp}$

$Z_{Dp} = H_{d-d} + Z_{d-d} - H_{Dp} - \Delta H$

Z_{Dp}= 27,33– 3,75 – 0,107 Z_{Dp}= 23,47 m

Cp DP = $Z_{Dp} + H_{Dp}$= 23,47 + 3,75 **Cp Dp = 27,22m**

- **Cote piézométrique du bassin d'aération :**

La hauteur d'eau dans le bassin d'aération est de $H_{BA} = 4$ m

$H_{Dp} + Z_{Dp} = H_{BA} + Z_{BA} + H_{Dp-BA}$

$Z_{BA} = H_{Dp} + Z_{Dp} - H_{BA} - \Delta H$

Z_{BA} = 27,22– 4 – 0,215 Z_{BA} = 23m

Cp BA = $Z_{BA} + H_{BA}$ = 23+ 4 **Cp BA = 27 m**

- **Cote piézométrique du décanteur secondaire :**

La hauteur d'eau dans le décanteur secondaire est de $H_{dII} = 3$m

$H_{BA} + Z_{BA} = H_{dII} + Z_{dII} + H_{BA-dII}$

$Z_{dII}= H_{BA}+ Z_{BA} – H_{dII} - \Delta H$

$Z_{dII}= 27– 3 – 0,25 Z_{dII}= 23,75$ m

On remarque que $Z_{BA}<Z_{dII}$alors on fait un décapage de un mètre supplémentaire pour garder la bon pente alors on prend Z_{dII}=22,75 m

Cp dII = $Z_{dII}+ H_{dII}= 22,75 + 3$ **Cp dII = 25,75 m**

- **Cote piézométrique du bassin de désinfection :**

La hauteur d'eau dans le bassin de désinfection est de H_{Bd} = 3 m

$H_{dII}+ Z_{dII} = H_{Bd}+ Z_{Bd}+ H_{dII-Bd}$

$Z_{Bd}= H_{dII}+ Z_{dII} – H_{Bd} - \Delta H$

$Z_{Bd}= 25,75– 3 – 0,25 Z_{Bd}= 22,5$m

Cp Bd = $Z_{Bd}+ H_{Bd}= 22,5+ 3$ **Cp Bd = 25,5 m**

Tableau V.3 : Récapitulatif des résultats

Désignations	Cote (m) terrain	Cote radier (m)	Plan d'eau (m)	ΔH (m)	Cote (m) piézométrique
-dégrilleur	27,14	26,89	0,5		27,39
-déssableur-déshuileur	26,8	24,83	2,5	0,056	27,33
-décanteur primaire	26,5	23,47	3,75	0,107	27,22
-bassin d'aération	26	23	4	0,215	27
-décanteur secondaire	25,35	22,75	3	0,25	25,75
-bassin de désinfection	25	22,5	3	0,25	25,5

V.3.Conclusion :

Ce qui est remarqué qu'on à pas utiliser le relevage, parce que notre terrain présente une bonne pente qui nous donne un moyen pour l'écoulement gravitaire.

Pour une exploitation rationnelle de notre station, il est nécessaire de faire un bon choix des conduites qui le constituent et ceci selon la forme et le matériau par lequel elles sont constituées.

Chapitre VI

Gestion et exploitation de la station

Chapitre VI : Gestion et exploitions de la station d'épuration

VI.1. Introduction

Les critères de réussite dans la conduite d'une station d'épuration sont de trois ordres :

- obtenir les performances épuratoires de cahier de charge,
- assurer la pérennité des installations,
- optimiser le coût de fonctionnement de l'épuration.

Ces incontestablement, la maîtrise des procédés de traitement et la gestion rigoureuse de infrastructure et équipement présents dans la station d'épuration qui permettent par une exploitation optimale de la station, d'atteindre ce critère de réussite et répondre ainsi au exigences en matière de norme de rejet dans le milieu récepteur pour la sauvegarde environnemental ou encore en matière de réutilisation de l'eau épurée dans un souci d'économie de l'eau.

L'exploitation d'une station d'épuration peut se résumer en une série d'opération de :

- maintenance et entretien des installations,
- maîtrise et amélioration du schéma de traitement en contrôlant et on modifiant si nécessaire certains paramètres du processus d'épuration.

Ces opérations exigent des proposés à la gestion et l'exploitation de la station la connaissance des notions hydrauliques, de mécanique, d'électromécanique, de chimie et de biologie.

Ils devront faire en plus, preuve d'un intérêt réel pour la protection de l'environnement et d'une senne de responsabilité car leur mission touche à la santé publique.

VI.2. Contrôle de fonctionnement

Le bon fonctionnement et la durée de vie d'une station d'épuration dépendent fortement de l'entretien de ses ouvrages. Il faut veiller donc au maintien en parfait état de propreté de l'ensemble de la station en nettoyant les rigoles, caniveaux, murs…etc.

Les ouvrages métalliques doivent être repeints en moyenne tous les cinq ans afin de les protéger contre la corrosion.

Les ouvrages en béton doivent être régulièrement inspectés. Les vérifications doivent porter sur l'étanchéité, la détection des fissures, les ruptures des joints de dilatation.

Il faut lubrifier et graisser régulièrement tous les équipements mécaniques et électromécaniques et veiller à leur bon fonctionnement.

Pour les équipements immergés, une vidange une fois par ans des ouvrages ou ils sont disposés est nécessaire pour leur entretien. Les équipements d'aération doivent être également inspectés régulièrement en nettoyant les orifices de diffusion de l'air.

ce qui nous mène a exigé une attention distinctive afin d'assurer de façon continue l'épuration conforme des effluents. Elle doit s'exercer à plusieurs niveaux :

A- Contrôles journaliers

Ces contrôles peuvent être effectués par l'exploitant, différentes épreuves ou observations permettent d'apprécier la rationalisation de la conduite de la station d'épuration :

- le test de décantabilité et de turbidité,
- les odeurs,
- les couleurs des boues,
- le manque d'oxygène se fait sentir par une odeur désagréable, et une couleur de boue grise noire, on peut dire que c'est un indice optique et odorant.

Afin de permettre des contrôles périodiques plus précis, il est important que l'exploitant tienne un journal de bord sur lequel il consignera les résultats des tests et les observations faites.

B- Contrôles périodiques

Le but essentiel de ces contrôles est d'attribuer aux résultats détenus préalablement des solutions fiables et d'apporter au maître de l'ouvrage les conseils nécessaires à une bonne exploitation en proposant toutes les améliorations ou rectifications qui s'imposent.

Les investigations complémentaires qu'il est souhaitable de mener dans le cadre de ces visites sont :

- une mesure de l'oxygène dans le bassin d'aération,
- une analyse des boues prélevées dans le bassin d'aération après un fonctionnement de **15** à **20** mn des aérateurs, ayant pour objet de déterminer : la décantabilité, la teneur en MES, la teneur en MVS.
- une analyse de l'effluent épuré sur un prélèvement instantané, considérant que la quantité de l'effluent épuré varie généralement très peu dans une journée sur une station d'épuration,
- une visite bilan au moins une fois par an qui consistera à effectuer un diagnostic complet du fonctionnement de la station, en effectuant notamment :
- des analyses sur l'effluent reçu par la station en 24h à partir des prélèvements des échantillons moyens représentatifs afin de mesurer les débits et les différents paramètres de pollution tel que la DBO_5 la DCO, les MES, l'azote, le phosphates….etc,

  des analyses sur l'effluent épuré qui pourront s'effectuer à partir des prélèvements effectués toutes les heurs, visant à déterminer les mêmes paramètres en fonction du débit.

VI.3. Mesure des paramètres de fonctionnement de la station

a- Mesure de la turbidité

Ce test nous permet d'avoir le degré d'épuration atteint après la décantation secondaire.

L'épreuve la plus couramment utilisée est cependant l'évaluation de la transparence de l'effluent traité à l'aide d'un disque de SECHEL. Ce disque de 0,50 cm, sera plongé lentement dans l'eau. Le niveau d'eau (**h**) repéré sur la tige métallique graduée fixée au centre du disque, nous renseignera sur la qualité de l'eau selon ces données.

- h< 20cm l'eau est mauvaise
- 40<h<50 l'eau est bonne
- H<60 l'eau est très bonne

b- Mesure de la teneur en oxygène dissous

La mesure de la teneur en oxygène dissous est réalisée à l'aide d'une sonde à oxygène dans le bassin d'aération **15** mn après la mise en route des systèmes d'aération. Le but de cette opération est de :

- mesurer une concentration moyenne en oxygène dissous comprise entre 0,50 et 2 mg/l,
- suivre l'évolution de la teneur en oxygène dissous après l'arrêt des dispositifs d'aération.

c- Mesure de pH et température

La mesure de pH est indispensable et cela pour connaître le degré d'alcalinité et d'acidité du milieu.

La mesure du pH doit être faite à l'entrée de la station et cela pour prendre toutes les mesures pour le bon fonctionnement des ouvrages.

Pour maintenir la température nécessaire aux bactéries et surtout durant la période froide la mesure de la température est très recommandée.

VI.4. Entretien des ouvrages

a. Le dégrilleur

- les déchets seront évacués quotidiennement, le nettoyage des parois des grilles se fait par un jet d'eau et l'enlèvement des matières adhérentes putrescibles par les râteaux,
- noter les quantités de refus journaliers,
- vérifier le niveau d'huile et de graisse des chaînes d'entraînement,
- vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement électromécanique de l'installation.

b. Dessableur-déshuileur

- maintenir quotidiennement le poste en état de propreté,
- vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement de l'installation,
- vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement du pont roulant et des procédés de raclage, suivi du déroulement complet d'un cycle de fonctionnement,
- faire fonctionner 24h/24h le pont roulant et l'insufflation d'air.

c. Désinfection des eaux épurées

- maintenir le poste en état de propreté,
- respecter les procédures de mise en marche et d'arrêt des installations fournies par les constructeurs,
- faire fonctionner régulièrement le circuit de secours de chloration,
- ne jamais utiliser l'eau dans les circuits véhiculant du chlore,
- au cours de toute intervention dans les locaux de stockage et dosage, respecter les consignes de sécurité.

d. Lits de séchage

- préalablement à l'épandage des boues liquides, le lit de sable devra être soigneusement désherbé et ratissé afin de détasser la masse filtrante et la régulariser,
- les quantités de boues à admettre sur les lits de séchage ne devront pas dépasser une épaisseur de 40 cm,
- après deux à trois utilisations du lit, la couche superficielle est renouvelée par un sable propre,
- tous les deux ans, il faut changer les lits de séchage (les lits seront refais complètement car les drains seront colmatés ou brisés),
- entre deux épandages de boues, le lit pourra être protégé par un film plastique destiné à

éviter la prolifération de la végétation et le tassement des matériaux filtrants par les précipitations.

e. Bassin d'aération

- chaque jour contrôler et intervenir pour tous les équipements d'aération fonctionnant convenablement,
- vérifier et entretenir les procédures automatiques de démarrage et d'arrêt des aérateurs,
- noter les paramètres de fonctionnement tel que le débit et l'oxygène,
- mesurer et noter quotidiennement la charge en DBO entrante, indice de « MOHLMAN » et la concentration des boues dans le bassin.

f. Clarificateur

- maintenir le clarificateur en état de propreté,
- vérifier tous le six mois le bon fonctionnement des dispositifs d'isolation du clarificateur,
- vérifier quotidiennement le bon fonctionnement des dispositifs de pompages des écumes,
- analyser contractuellement l'eau après clarification (DBO, DCO, MES),
- sa vidange nécessaire par intervention, vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôle et entretien des structures immergées.

g. Epaississeur

- maintenir quotidiennement le poste en état de propreté,
- mesurer quotidiennement la hauteur du voile de boue, le garde boue ne doit pas être inférieur à 2 m,
- contrôler et noter chaque jour le pH des eaux surversées et des boues épaissies,
- relever les volumes des boues soutirées des épaississeurs,
- vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôler les structures immergées.

VI.5. Hygiène et sécurité dans le travail

Parmi les aspects techniques du traitement des eaux, ceux qui ont trait à l'hygiène et la sécurité du personnel revêtent une importance de premier plan.

Les accidents de travail comme les maladies professionnelles pénalisent le travailleur lui-même par des douleurs physiques, des handicaps temporaires ou permanents et parfois mortels, l'entreprise par une baisse de productivité et la désorganisation du travail, sans oublier l'effet moral désastreux que cela peut engendrer sur le personnel.

Les soucis de l'hygiène et de la sécurité au travail doivent se manifester dés la conception des ouvrages de traitement car le respect des normes de fonctionnement et règlement doivent être de vigueur. Le personnel d'exploitation doit perpétuer ces soucis en favorisant des habitudes saines et mettant des consignes de nature à se et à protéger tous les effectifs.

VI.5.1. Risques liés au travail

Les risques de traumatismes sont nombreux dans les stations de traitements et dans les ouvrages qui leur sont associés tels que les égouts et les stations de pompage. On distinguera :

a. Les risques banals

Parmi les risques banals on citera :

- les lésions au dos, les foulures, fractures et contusions,
- les coupures, écorchures,
- la pénétration d'un corps étranger dans l'œil,
- la chute d'un objet sur le pied,
- les blessures à la tête.

Ces risques banals peuvent être évité par un entretien ménager adéquat des lieux de travail et par le port de tenue de travail approprié (casques, gants, chaussures…etc.).

b. Les risques spécifiques :

Les risques d'infection associés aux eaux usées proviennent du contact avec ces eaux. Les boues ou les dispositifs souillés par ces eaux. Ce contact peut entraîner des infections telles que le tétanos, la fièvre typhoïde, dysenterie, diarrhée,…etc, Il faut donc :

- éviter tout contact avec les eaux usées et les boues,
- après une intervention quelconque auprès des appareils de traitements des eaux usées, se laver les mains et la figure,
- éviter de boire ou de manger dans le voisinage des ouvrages de traitement des eaux usées,
- se vacciner obligatoirement contre le tétanos, la tuberculose, la typhoïde,
- laver fréquemment ses vêtements,
- désinfecter immédiatement et protections des plaies, brûlures et autres.

VI.5.2. Risques associés aux gaz, vapeurs et poussières

Parmi les risques spécifiques, il y a ceux liés aux gaz vapeurs et poussières. En effet, plusieurs réactifs chimiques gazeux tels que l'oxygène, le chlore, l'ozone, le dioxyde de chlore et le dioxyde de soufre sont utilisées pour traiter les eaux.

La fermentation anaérobie des eaux usées dans les égouts et puits de pompage occasionne le dégagement des gaz suivants :

- le méthane, CH_4,
- le sulfure d'hydrogène, H_2S,
- le dioxyde de carbone CO_2 auxquels s'ajoutent des traces d'hydrogène et d'ammoniac,

La plupart de ces gaz sont inflammables et hautement toxiques.

Autres risques

Les autres risques auxquels le personnel exploitant la station est exposé sont :

- les risques liés à l'électricité,
- les risques d'incendie,
- les risques mécaniques,
- les risques en laboratoire,
- les risques de chute dans les bassins.

VI.6. Disposition générale

Le préposé à l'exploitation d'une station de traitement a la responsabilité d'assurer à son personnel un milieu de travail sur et salubre. Parmi les moyens à caractère général qu'il doit prendre, il convient de signaler les suivants :

- conserver un dossier précis et complet sur chaque accident de travail,
- assurer la disponibilité et le bon ordre de tous les dispositifs de protection jugés nécessaire à la sécurité y compris les trousses de premiers soins,
- maître en évidence les numéros de téléphone de divers services d'urgence,
- se familiariser avec la réglementation gouvernementale portant sur la sécurité en milieu de travail,
- voir à la formation de tous les membres du personnel en ce qui a trait à la sécurité,
- mettre au point en ce qui concerne l'exploitation et l'entretien des modes opératoires tenant compte de la sécurité, promulguer des règles à suivre et veiller à leur respect,
- encourager le personnel à suivre des cours de secourisme,
- veiller à l'entretien ménager et bon ordre.

VI.7. Conclusion

Gérer et exploiter une STEP reposent essentiellement sur deux (02) critères que l'exploitant doit impérativement respecter et appliquer rigoureusement :

- l'entretien permanant de l'ensemble des ouvrages de la STEP permet d'exploiter la station dans de très bonnes conditions et contribuer ainsi à ses performances et à l'augmentation de sa durée de vie,
- l'hygiène et la sécurité dans le travail est un paramètre important car il y va de la santé et même de la vie de l'ensemble du personnel de la station.

CONCLUSION GENERALE

La station d'épuration est un outil fondamental pur d'une part la protection des milieux aquatiques naturels contre les nuisances provoquées par les matières polluantes charries par les eaux usées et d'autre part pour la valorisation et la réutilisation de cette ressource en agriculture.

Dans cette optique, l'objectif de notre travail est la conception d'une station d'épuration par boues activées de la ville MEFTEH.

Ce procédé d'épuration des eaux usées est le plus rependu en Algérie.

Dans notre travail, deux variantes ont été étudiées pour les deux horizons 2025 et 2040 à savoir à faible et à moyenne charge, Pour le dimensionnement, on a choisi la variante à moyenne charge, cette méthode est utilisée pour les collectivités de grandes tailles et en plus de ça elle nous donne un meilleur rendement.

Mais aujourd'hui, il ne suffit pas de construire des stations d'épuration mais il faut savoir comment les gérer car une station d'épuration sans une bonne gestion ne peut pas tenir longtemps ; car les performances épuratoires sont obtenues par un bon entretien des ouvrages de la station et un contrôle quotidien des équipements, et des paramètres indiquant la qualité d'eau à épurer.

Références bibliographiques

[1]. Claude Cardot.- Les traitements de l'eau : procèdes physico-chimiques et biologiques, cours et problèmes résolus.-Paris : ellipses, 1999.-247 p.

[2]. Cyril Gommella, Henri Guerree.- Guide de l'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales : la collecte.- Paris : Eyrolles, 1986.- 239p.

[3]. Degrémont.-.Mémonto technique de l'eau : -Paris, 2005.- 85p.

[4] : Office international de l'eau.-conception / dimensionnement : Les prétraitements , - Paris, 2005.

[5] : ETIENNE PAUL : Dimensionnement d'une station d'épuration capacité nominale 130000 EH BEZIERS.INSA. TOULOUSE.FRANCE.- Multi pagination.

[6]. Edward E. Baruth.- Water Treatment plant deseign.- 4e ed. –Paris: McGraw- Hill, 1990. – Multi pagination.

[7]. Gaid, Abdelkader.- Epuration biologique des eaux usées urbaine : T.1.- Alger : OPU, 1987.-261p.

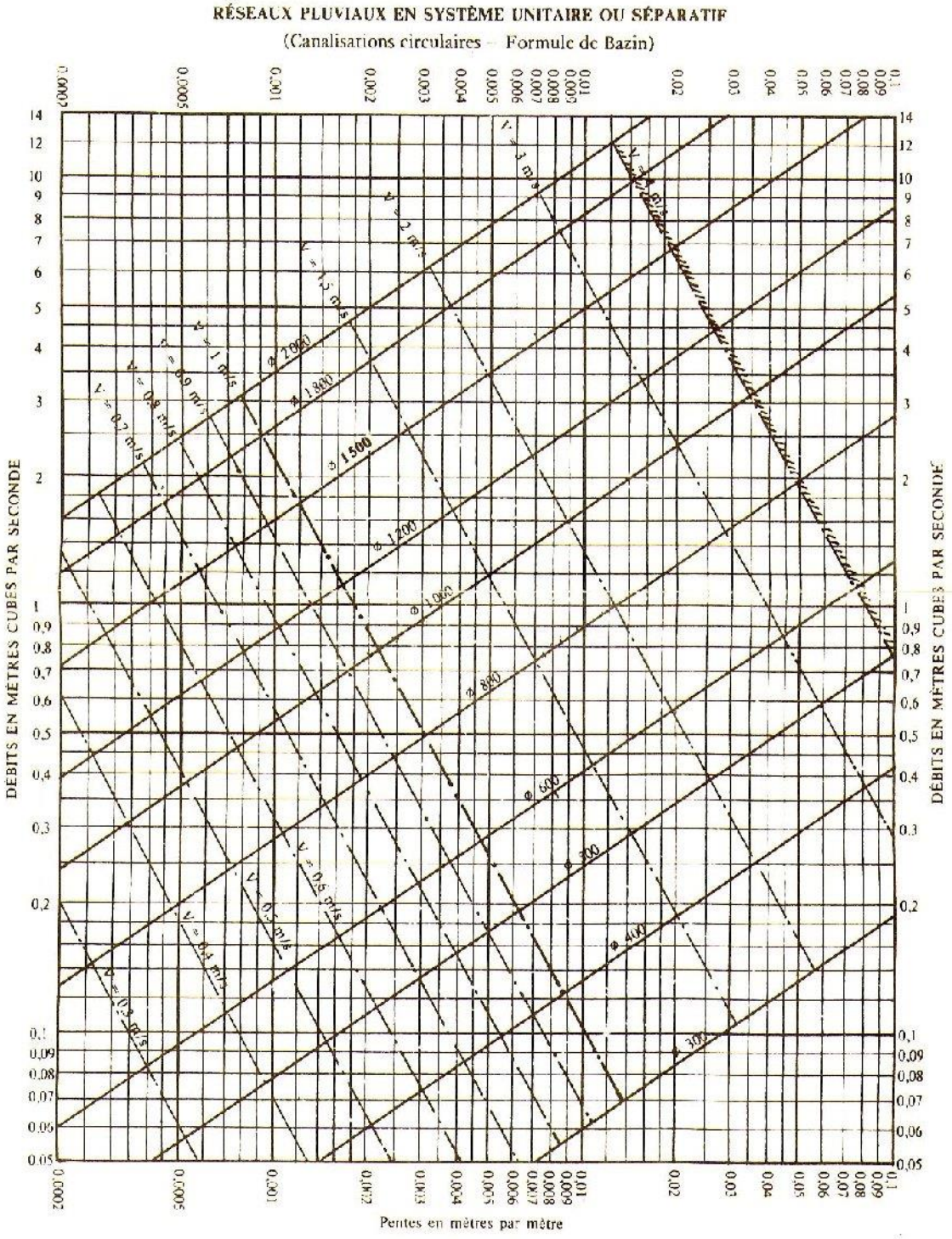
[8]. J.P.Becharc, P.Boutin, B.Mercie- traitement des eaux usées.- 2e. ed.- Paris : Eyrolles, 1987.- 281p.

[9] : **JOSE VAZQUEZ**: Guide technique sur le fonctionnement des déversoirs d'orage.- STRASBOURG, 2006.- 9 p.

[10]. Journal officiel de la République Algérienne: N°06-141 du 19/04/2006.

Annexes

ANNEXE I


RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations circulaires – Formule de Bazin)
DÉBITS EN MÈTRES CUBES PAR SECONDE
DÉBITS EN MÈTRES CUBES PAR SECONDE
Pentes en mètres par mètre

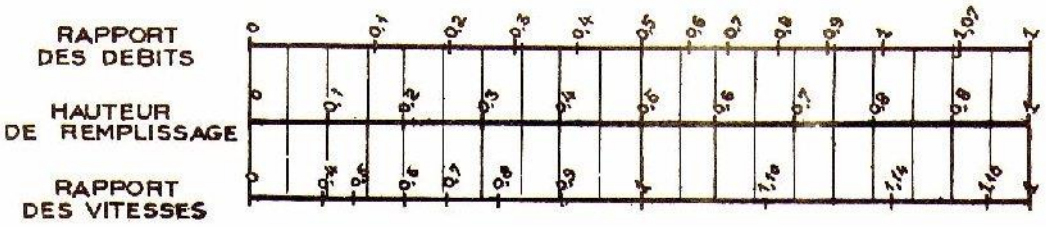
ANNEXE II

ANNEXE X

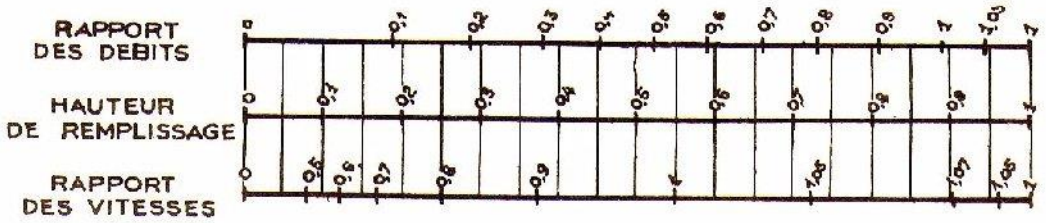
VARIATIONS DES DEBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



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