

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

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 OUED FODDA
WILAYA CHLEF**

Présenté par :

M^r GHACHI MOURAD

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^r M. MEDDI	PROFESSEUR	Président
M^{me} F.DERNOUNI	M A.A	Examinateur
M^{me} N.CHENITI	M A.B	Examinateur
M^{me} C.MAZARI	M A.A	Examinateur
M^{me} S.BELLABAS	M A.B	Examinateur
M^{me} L.TAFAT	M A.A	Promotrice

Juillet -2012

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 pour tous ses sacrifices corps et âme afin de m'offrir le repos et le bonheur ; Pour l'éducation qu'elle m'a inculqué, 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'elle 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 l'âme de mon défunt père, et mes grand-mères, que Dieu les accueille en son vaste paradis.

- *A mes très chers frères **Mohamed**, **Ahmed** et **Abdelkader**, je ne vous remercierai jamais assez.*
- *A **Fatima**, ma sœur ainée qui m'a encouragé et aidé durant toutes mes années d'étude, sans oublier son fils **Ahmed**.*
- *A mes frangines **Cherifa**, **Dalila**, **Djihad** et surtout la benjamine **Saliha**. Sans oublier ma belle sœur **fatima**.*
- *A tous les filles et les fils de mes sœurs et mon frère (**Ahmed**, **Saleh Eddine**, **Mohamed**, **khaoula**, **khouloud**, **Reyhana** et **ktkouta rofaïda**).*
- *A mes oncles paternels et maternels.*
- *A tous mes cousins et cousines.*
- *A tous mes amis du primaire jusqu'au lycée sans oublier **Hocine** et **Kamel**.*
- *A tous mes amis de l'ENSH sans exception (**Abdelhalim**, **kheirddine**, **hakou**, **Djaber**, **Djalal**, **Zoubir**, **Djat**, **Rayess**, **Nouha**, **Ismaïl** et tous les anciens sans oublier **Nadji**).*

MOURAD

Remerciements

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

Je remercie également :

- ✓ *Ma promotrice Madame TAFAT à laquelle je tiens à exprimer ma profonde gratitude pour la confiance qu'elle m'a accordée afin de réaliser ce travail , ainsi que pour ses multiples et précieux conseils scientifiques, professionnels ou tout simplement humains , qu'elle a su me prodiguer aux moments opportuns.*
- ✓ *Mesdames et Monsieur les membres du jury 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.*
- ✓ *Mr Saidi , le Directeur de subdivision d'hydraulique de OUED FODDA pour l'ensemble des moyens qu'il a mis à notre disposition et son encouragement lors du stage professionnel, ainsi qu'à Mr Moujahed Ingénieur d'assainissement de la direction d'hydraulique de wilaya CHLEF pour son soutien et son aide précieux.*

Je ne saurais oublier tous mes amis qui ont su m'encourager et me soutenir et à qui je dédie ce travail en témoignage de ma profonde affection.

Enfin, tous ceux qui m'ont aidé de près 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.

MOURAD

ملخص

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

مذكرونا هذه تتضمن دراسة لتجسيد المحطة بقدرة استيعاب ضئيلة على مرحلتين

1 - الأولى معالجة المياه المستعملة في أفق 2025 ذات قدرة معالجة 69545 نسمة.

2- الثانية توسيع المحطة لضمان رفع قدرة الاستيعاب إلى 88495 نسمة في أفق 2040.

Résumé

Notre présent travail consiste à réaliser une station d'épuration au niveau de la ville *OUED FODDA (W.CHELF)* 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, on a dimensionné la station d'épuration des eaux usées par boues activées à faible charge et ce dernier est utilisée pour les collectivités de petites tailles, cette station se réalise en deux phases :

La première phase permettra de traiter la pollution de 69545 équivalant habitent à l'horizon 2025.

La deuxième phase (extension) correspond à une augmentation de la capacité initiale de la station soit de 88495 équivalant habitent à l'horizon 2040.

Abstract

Our dissertation turns around establishing a cleansing station for used water in the tour OUED FODDA (CHLEF). This study aims at protecting the natural environment as well as the public health through mashing the use of this water in agriculture possible.

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

The study in turn is divided into two phases:

1-The first phase permits to treat the used water of 69545 inhabitants till 2025

2-the second escapades the station to raise the station capacity for 88495 till 2040

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE1

ChapitreI:présentation du site

INTRODUCTION :	2
I.1. Situation de la zone d'étude	2
I.1.1. Délimitation spatiale	2
I.1.2. Localisation géographique	2
de la zone d'étude.....	2
du site de la future station d'épuration.....	2
I.2. Description de la zone d'étude.....	4
I.2.1. Cadre climatique	4
Température.....	4
Précipitation.....	5
Ensoleillement	6
Evaporation.....	6
Les Vents.....	7
Synthèse climatique	8
I.2.2. Géologie	8
I.2.3. Caractéristiques sismiques	8
I.2.4. Infrastructures de la zone d'étude	10
I.2.4.1. Infrastructures socio-économiques.....	10
I.2.4.2. Infrastructures Hydrauliques	10
Infrastructures d'Alimentation en Eau potable (AEP)	10
Infrastructures d'Assainissement.....	10
I.2.4.3. Infrastructures Agricoles.....	11
I.2.5. Réseau de communication	12
I.2.6. Population et mode de vie	13
Récapitulation.....	14

ChapitreII:Procédé d'épuration biologique des eaux usées

Introduction	15
II.1. Epuration dans une station d'épuration des eaux usées urbaines....	15
II.1.1. les techniques de prétraitements	15
II.1.1.1. Dégrillage	15
Grilles manuelles :	16
Grilles mécaniques :	16
Grille mécanique à nettoyage par l'aval :	16
Grille mécanique à nettoyage par l'amont :	16

II.1.1.2. Dessablage	16
II.1.1.3. Déshuillage – dégraissage	17
II.2. Les traitements primaires	17
II.3. Les traitements secondaires (Traitement biologique)	17
II.3.1. Les procédés intensifs	18
Lits bactériens.....	18
Disques biologiques :	18
Boues activées :.....	19
II.3.2. Les procédés extensifs.....	20
Les procédés de lagunage.....	20
Lagunage naturel :	20
Lagunage aéré :	21
Lagune d'aération	21
Lagune de décantation	22
II.4. Les traitements tertiaires ou complémentaires	22
II.4.1. Déphosphatation	22
II.4.2. Dénitification	23
II.4.3. Désinfection	23
II.5. Traitement des boues	23
Conclusion :	23

Chapitre III:procédé d'épuration par boues activées

Introduction :.....	24
III.1.Composants d'une unité biologique :	24
III.2.Classement des procédés par boues activées :	25
a.Charge massique :	25
b.Charge volumique :	25
c.Age des boues :	25
D. Bassin d'aération	26
III .2.1.Choix du procédé d'épuration :	27
Procédé à forte charge :.....	27
Procédé à moyenne charge	27
Procédé à faible charge :	27
III.2.2.Le Traitement Secondaire (Clarificateur):	28
III.2.3. Traitement Tertiaire (Désinfection) :	28
III.2.4. Traitement Des Boues	28
Epaississement.....	28
Lits De Séchage	29
III .3. Théorie de l'épuration par boue activée :.....	29
III.3.1. Evolution de la DBO (matière organique de la masse bactérienne en fonction du temps d'aération :	29
Phase I : de latence :	30
Phase II : de croissance exponentielle	30

Phase III : croissance ralentie :	30
Phase IV : de déclin ou phase endogène :	31
III.4.Bilan des boues :	32
III.5. Paramètres influençant le processus épuratoire :.....	32
A)-Besoins en oxygène	32
B)-Besoins en nutriments	32
C)-Effet de la température.....	32
D)- Influence de PH	32
E)-Influence de la toxicité.....	33
III.6. Avantages et inconvénients d'épuration par boues activées:.....	33
Conclusion :	33

ChapitreIV:Dimensionnement de la station

Introduction

IV.1.Etude de la caractéristique des eaux usées	34
IV.2. Prélèvement et échantillonnage	34
IV.2.1. Paramètres analysés	34
IV.2.2.Les méthodes d'analyses utilisées.....	35
IV.2.3. Les normes de rejet	35
IV.2.4. Résultats analytiques et interprétations.....	36
IV.2.5 Interprétation des résultats	37
IV.3. Besoins en eau	39
IV.3.1.Récapitulatifdes besoins en eau à court, moyen et long terme	40
IV.4.Estimations débit des eaux usées.....	40
IV.4.1. Débit moyen journalier.....	41
IV.4.2. Débit moyen horaire.....	41
IV.4.3. Débit diurne.....	41
IV.4.4. Débit de pointe	41
IV.4.4.1 Débit de pointe par temps sec.....	41
IV.4.4.2.Débit de pointe par temps de pluie.....	41
IV.5. Données de base pour le dimensionnement.....	41
IV.5.1. les prétraitements.....	42
IV.5.1.1. Dégrilleur.....	42
IV.5.1.1.1 Formules et lois permettant le dimensionnement.....	43
IV .5.1.2. Déssableur – dégraisseur.....	45
IV.5.1.2.1.Calcul du Déssableur – dégraisseur.....	45
IV.5.1.2.2. Base de dimensionnement du déssableur.....	45
IV.5.1.2.2.1. Critères de dimensionnement pour le déssableur.....	45
IV.5.1.2.2.2. Critères de dimensionnement pour le dégraisseur.....	45
IV .5.1.2.3. Calcul des quantités des matières éliminées par le déssableur.....	47
IV.5. 2.Traitement primaire.....	48

IV.5.2.1. Dimensionnement du décanteur primaire.....	48
IV.5.2.2.Calcul de la quantité des boues éliminées.....	49
IV.5.3.Traitement secondaire	51
IV.5.3.1.Choix de la variante	51
IV.5.3.2.Bassin	
d'aération.....	52
IV.5.3.3. Dimensionnement du bassin d'aération.....	52
IV.5.3.4. Calcul des besoins oxygène$Q(\theta_2)$.....	54
IV.5.3.5. Les différents systèmes d'aération.....	55
IV.5.3.6. Détermination les caractéristiques de l'aération.....	55
IV.5.3.7. Bilan des boues ΔX.....	56
IV.6. Décanteur secondaire (clarificateur).....	57
IV.6.1. Dimensionnement du décanteur secondaire (clarificateur).....	58
IV.7.1.Besoin en oxygène	62
IV.7.2. Calcule de l'aérateur de surface à installer.....	63
IV.7.3.Bilan de boues	63
IV.8 .Dimensionnement du décanteur secondaire (clarificateur).....	65
IV.9.Poste de reprise des boues.....	69
IV.9.1. La désinfection.....	69
IV.10. Traitement des boues	70
IV.10.1.Choix de la filière de traitement de boues.....	70
IV.10.2.Dimensionnement pour Horizon 2025.....	71
IV.10.2.1. Dimensionnement de l'Epaississement.....	71
IV.10.2.2.Dimensionnement du digesteur.....	72
IV.10.2.3.Dimensionnement du lit de séchage	74
IV.10.3.Dimensionnement pour Horizon 2040.....	75
IV.10.3.1.Dimensionnement de l'épaisseur.....	75
IV.10.3.2.Dimensionnement du digesteur	76
IV.10.3.3.Dimensionnement du lit de séchage.....	77

ChapitreV:calcul hydraulique

V. Introduction :	79
V.1.Emplacement des ouvrages dans le site de la station :	79
V.2.Déversoir d'orage.....	79
V.2.1. Dimensionnement du déversoir d'orage :	80
V.2.Relevage	80
V.2.1.Dimensionnement du puisard	80
V.2.1.1.Volume	81
V.2.1.2.Surface	81
V.2.1.3.Largeur	81
V.2.2.La conduite de refoulement	81
V.2.3.Calcul de la hauteur manométrique de la pompe :	81
V.2.4.Calcule la perte de charge	82

V.2.5. Choix de la pompe	82
V.3. Profil hydraulique :.....	82
V.3.1. Cotes moyennes du terrain naturel des zones d'implantation des ouvrages :.....	83
V.3.2. Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages....	83
V.3.2.1. Diamètre.....	83
V.3.2.2.Longueurs des conduites	84
V.3.1.3.Calculs des cotes piézométriques des différents ouvrages	84
Conclusion.....	85

ChapitreVI:Gestion et exploitation de la satation

VI INTRODUCTION	86
VI.1. AMENAGEMENT SPÉCIAUX.....	86
VI.2.Missions :.....	86
VI.2.1.Exploitation	86
VI.2.1.2.Maintenance.....	87
VI.2.1.3.Laboratoire :.....	87
VI.2.2.Moyens matériels :	87
VI.2.3.Organigramme D'exploitation :	88
VI.2.4.Organigramme des moyens humains	89
VI.3. Entretien des ouvrages.....	89
VI.3.1.Le dégrilleur	89
VI.3.2.Le déssableur- déshuileur.....	89
VI.3.3.Le bassin d'aération.....	90
VI.3.4.Clarificateur	90
VI.3.5.Epaississeur	90
VI.3.6.Désinfection des eaux épurées	90
VI.3.7.Lits de séchage.....	90
VI.4. CONTRÔLE de fonctionnement	90
• Contrôles journaliers :	91
• Contrôles périodiques :	91
VI.5. Mesure de PARAMÈTRES de fonctionnement de la station	91
• Mesure de la teneur en oxygène dissous :.....	91
• Mesure de PH et Température :	92
• Mesure de la Turbidité :.....	92
VI.6. Formation dans le recyclage du personnel :.....	92
CONCLUSION.....	92
Conclusion Générale	93

Liste des tableaux

Tableau N°01 : Moyennes mensuelles et annuelle des températures	04
Tableau N°02 : Moyennes mensuelles et annuelle des précipitations	05
Tableau N°03 : Moyennes mensuelles et annuelle de l'ensoleillement.....	06
Tableau N°04 : Moyennes mensuelles et annuelle de l'évaporation	06
Tableau N°05 : Moyennes mensuelles et annuelle de la vitesse des vents.....	07
Tableau N°06 : Source d'approvisionnement en Eau	10
Tableau N°07 : Caractéristiques du réseau d'alimentation en eau potable des villes d'EL KARIMIA et HARCHOUN.....	10
Tableau N°08 : Caractéristique du réseau d'assainissement de la ville d'OUED FODDA.....	11
Tableau N°09 : Caractéristique du réseau d'assainissement des villes d'EL KARIMIA et HARCHOUN.....	11
Tableau N°10 : Répartition générale des terres agricoles	11
Tableau N°11 :Occupation des sols par les différentes productions des communes	12
Tableau N°12 : Evolution de la population future du groupement.....	13
Tableau N°13 : classement des procédés par boues activées	26
Tableau N°14 : Avantages et inconvénients des différents procédés	27
Tableau N°15 : Avantages et inconvénients d'épuration par boues activées.....	33
Tableau N°16 : Méthodes utilisées pour l'analyse des paramètres de pollution.....	35
Tableau N°17 : Valeurs limites maximales des paramètres de rejets.....	35
Tableau N°18 résultats d'analyses.....	36
Tableau N°19: Métaux lourds	37
Tableau N°20 : le rapport de DCO/DBO.....	38
Tableau N°21:Estimation les besoin en eau des différentes catégories du groupement.....	39
Tableau N°22: Suite du Estimation des besoins en eau potables à l'état actuel (2012) pour les différentes catégories.....	40
Tableau N°23 : les besoins en eau du groupement.....	40
Tableau N° 24 : Récapitulatif des principaux paramètres de dimensionnement	42
Tableau N°25: Résultats du dimensionnement des grilles.....	44
Tableau N°26 : Dimensions du déssableur-déshuileur.....	47
Tableau N°27 : Les valeurs de la vitesse limite en fonction de Q_{moy}.....	48
Tableau N°28: récapitulatif des résultats des calculs du décanteur	51
Tableau N°29 : Charge massique en fonction de a'	54
Tableau N°30 : Les résultats de l'horizon 2040 à moyenne charge.....	59
Tableau N° 31: Suite du Les résultats de l'horizon 2040 à moyenne charge.....	60
Tableau N°32: Les résultats de l'horizon 2040 à faible charge	67
Tableau N°33: suite des résultats de l'horizon 2040 à faible charge	68

Tableau N°34 : Calcul des ouvrages de traitement à faible charge.....	78
Tableau N°35 Côtes moyenne du terrain naturel d'implantation des différents ouvrages	83
Tableau N°36 : Longueurs réelles des conduites entre les ouvrages de la STEP.....	84
Tableau N°37 : calcul des pertes de charges et des cotes piézométriques.....	85

Listes des figures

Figure N°01 : Moyennes mensuelles des températures en (°C).....	05
Figure N°02 : Moyennes mensuelles des précipitations.....	05
Figure N°03 : Moyennes mensuelles de l'ensoleillement.....	06
Figure N°04 : Moyennes mensuelles de l'évaporation.....	07
Figure N°05 : Moyennes mensuelles de la vitesse de vent.....	07
Figure N°06 : dégrilleur –courbe	15
Figure N° 07 : fonctionnement des lits bactériens.....	18
Figure N°08 : schéma du traitement par disques biologiques.....	19
Figure N°09: schéma de l'épuration par boues activée.....	20
Figure N°10 : Schéma d'une filière de lagunage naturel type.....	21
Figure N°11 : Schéma de principe d'un lagunage aéré.....	22
Figure N°12: schéma d'une station de traitement par boues activées.....	25
Figure N°13 : décanteur secondaire (clarificateur).....	28
Figure N°14: développement d'une culture bactérienne	30

Liste des planches

Planche N°01 : Profil en long de collecteur projeté

Planche N°02 : Vue en plan de la station

Planche N°03 : Profil hydraulique de la station

Planche N°04 : Ouvrages de la station

Planche N°05 : Carte de la situation géographique de la zone d'étude

NOMENCLATURE

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.

COT : Carbone organique total.

C_p : Coefficient de pointe.

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_e : Diamètre de l'épaisseur.

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.

$H_{\text{géo}}$: Hauteur géométrique.

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

HMT: Hauteur manométrique totale.

H_{sr} : Profondeur de la station de relevage.

NOMENCLATURE

- I_m : Indice de MOHALMAN
- K_a : Constante caractérisant le dispositif d'aération.
- k : Taux de croissance.
- K : Coefficient de colmatage de la grille.
- L : Largeur du dessableur-déshuileur.
- L_b : Longueur du bassin.
- L_g : Largeur de la grille.
- 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.
- L_{sr} : Longueur de la station de relevage.
- l_{sr} : largeur de la station de relevage.
- MES : Matière en suspension.
- MM : Matières minérales.
- MM_e : Matières minérales éliminées.
- MM_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_{ϵ} : Débit entrant dans l'épaisseur.
- Q_j : Débit d'hypochlorite nécessaire.
- Q_{moyj} : Débit moyen journalier.
- Q_{moyh} : Débit moyen horaire.
- Q_p : Débit de pointe.
- Q_r : Débit de refoulement.

NOMENCLATURE

$Q_{(O_2)}$: Quantité d'oxygène nécessaire dans le bassin.

$Q_{(O_2)h}$: Quantité d'oxygène horaire.

$Q_{(O_2)j}$: Quantité d'oxygène journalière.

$Q_{(O_2)p}$: Quantité d'oxygène en cas de pointe.

R : Coefficient global de réduction.

R_c : Taux de recirculation des boues.

S : Surface de passage de l'effluent.

S_h : Surface horizontale.

S_u : Surface unitaire du lit de séchage.

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.

T : Température.

T_c : Taux de retour à l'égout.

T_d : Période diurne.

T_R : Taux de raccordement au réseau.

T_s : Temps de séjour.

t : Durée d'amortissement.

V : Vitesse de l'écoulement.

V_a : Vitesse ascensionnelle des particules.

V_{an} : Le volume total annuel d'eau épurée.

V_B : Volume des boues.

V_b : Volume du bassin.

V_c : Vitesse de chute.

V_d : Volume du décanteur.

V_e : Vitesse du passage des particules.

V_{ϵ} : Volume de l'épaisseur.

V_r : Volume du radier.

V_{sr} : Volume de la station de relevage.

V_{tb} : Volume total du béton.

W_a : Puissance de brassage.

W_{ab} : Puissance absolue.

W_m : Puissance de brassage et de maintien des solides en suspension.

X : Masse bactérienne.

X_a : Concentration des boues dans le bassin.

NOMENCLATURE

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.

η_{ep} : Rendement de l'épuration.

λ : Coefficient de perte de charge.

ΔH : Perte de charge.

De même, il a été utilisé:

A.P.C: Assemblée Populaire Communale.

D.P.A.T : Direction de Planification et de l'Aménagement du Territoire de CHLEF ;

ONA : Office National de l'Assainissement.

ONM : office national de météorologie.

P.D.A.U: Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme.

STEP : SStation d'Epuration.

S/D Hydraulique: subdivision d'hydraulique.

Introduction générale

La question de l'environnement et la situation en matière d'effluents liquides urbains reste à nos jours problématique, car l'épuration des effluents avant rejet dans le milieu récepteur n'a pas été considérée sérieusement.

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 choix à entreprendre pour un système d'épuration n'est pas évident, il implique la connaissance approfondie de différents paramètres et les inter-relations qui les lient entre eux.

Nous allons donc s'intéressés dans cette étude, à une technique d'épuration qui aura l'avantage d'être peu coûteuse, efficace et fiable.

Le cas que nous traitons dans cette étude est celui du rejet des eaux usées urbaines du groupement (*OUED EL FODDA et l'agglomération secondaire ZBABDJA, EL KARIMIA et HARCHOUN*), wilaya de *CHLEF*.

Chapitre **I**

Présentation

du site

présentation du site

INTRODUCTION :

Le présent rapport, objet du premier chapitre, donne une synthèse des enquêtes et investigations effectuées sur le terrain et regroupe toutes les données de base concernant la ville, le site, et les rejets, collectées auprès des organismes

I.1. Situation de la zone d'étude

I.1.1. Délimitation spatiale

La délimitation spatiale de la zone d'étude dépend essentiellement :

- ❖ Du site accueillant la future station d'épuration ;
- ❖ De la région à assainir, à savoir la ville de *OUED FODDA* et l'agglomération secondaire *ZBABDJJA* ainsi que les agglomérations limitrophes (*EL KARIMIA* et *HARCHOOUN*) ;
- ❖ Des terres à irriguer à partir de *OUED FODDA* ;
- ❖ Du lieu de dépôt ou de traitement des résidus qui seront issus de la future station d'épuration (boues, refus de dégrillage et dessablage- déshuileage).

I.1.2. Localisation géographique

• de la zone d'étude

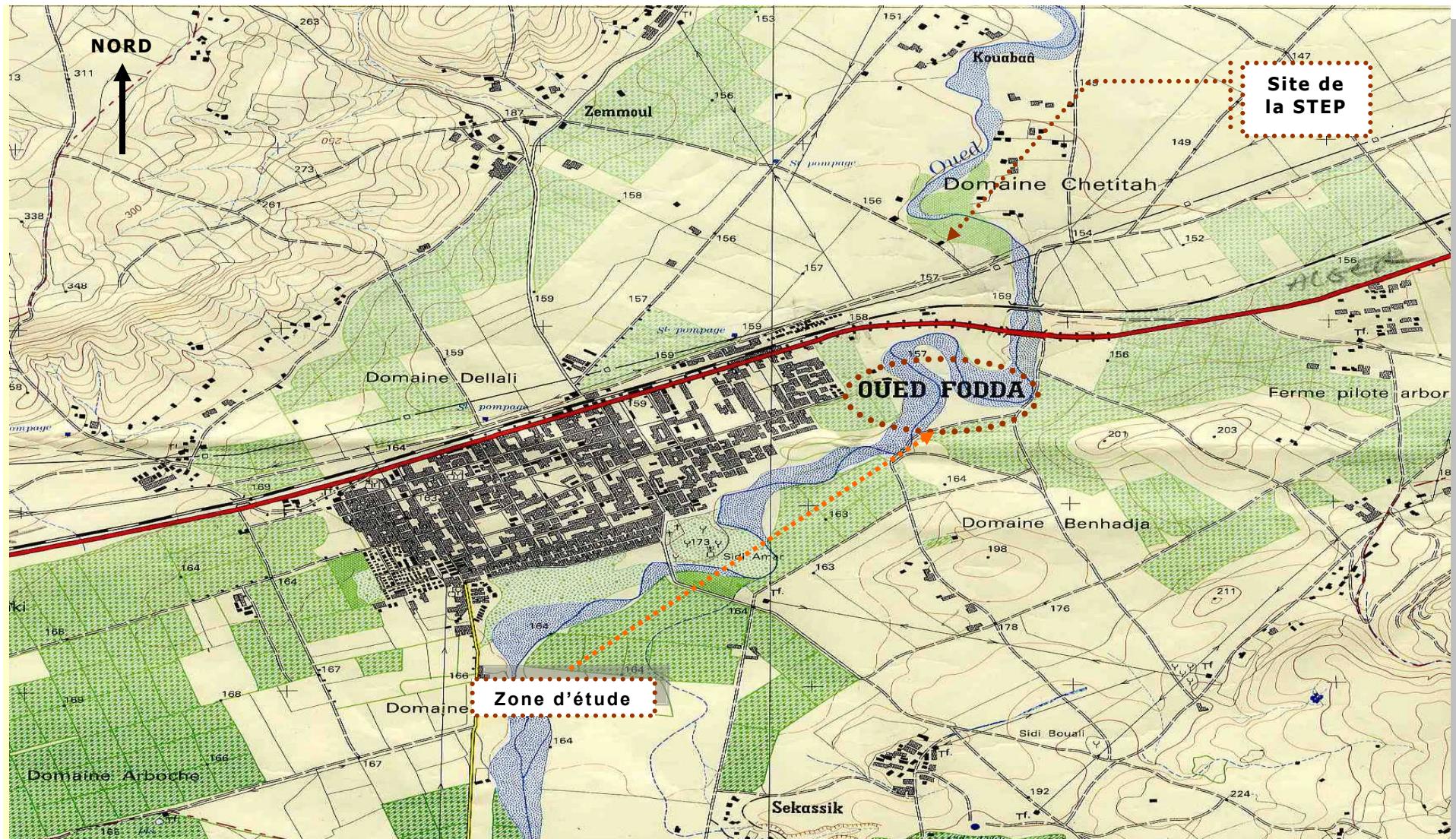
La zone d'étude (commune de *OUED FODDA*) est localisée dans la wilaya de CHLEF, située à une vingtaine de kilomètre environs, à l'Est de la wilaya. Elle est limitée au Nord par la commune de *OULED ABBES*, à l'Ouest par la commune de *OUM DROUA*, au Sud par les communes de *HARCHOOUN* et *EL KARIMIA* et à l'Est par la commune d'*EL ATTAF* (wilaya de *AIN DEFLA*).

La commune occupe une superficie totale de 105 km².

• du site de la future station d'épuration

La station d'épuration prévue sera destinée à épurer les eaux usées de la ville de *OUED FODDA* et l'agglomération secondaire *ZBABDJJA* ainsi que les agglomérations limitrophes (*EL KARIMIA* et *HARCHOOUN*).

Le site proposé pour l'implantation de la future station d'épuration se situe au Nord-est de l'agglomération de *OUED FODDA* à environ 1,7 km. L'accès au site à partir de la route nationale N°4 est assuré par une piste située au Nord-est de l'agglomération.



Carte N°01 : Carte de la situation géographique du site d'implantation de la future station [APC]

I.2. Description de la zone d'étude

Ce chapitre va traiter la situation environnementale du site et de son insertion dans le milieu physique de la commune.

I.2.1. Cadre climatique

L'aspect climatique est un facteur important à considérer pour un projet de station d'épuration, car il intervient dans le fonctionnement du procédé d'épuration d'une part et sur le choix du site d'autre part.

Comme la région de *OUED FODDA* est dépourvue d'une station météorologique, l'analyse des paramètres climatiques est basée sur les données de la station la plus proche, celle de *CHLEF* présentant les mêmes caractéristiques de la région de *OUED FODDA*.

Caractéristiques de la station de référence (*CHLEF*) :

Altitude : 443 mm

Latitude : 36°13N

Longitude : 01°20E

Les principaux paramètres météorologiques se présentent comme suit :

- **Température**

Tableau N°01 : Moyennes mensuelles et annuelle des températures

Période : 1994-2008

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	Moyenne annuelle
Tmax (°C)	15,20	16,60	21,12	23,98	28,32	35,75	38,28	37,27	32,82	29,17	19,90	17,87	26,36
Tmin (°C)	5,53	5,88	8,98	10,8	14,55	20,13	22,65	22,72	19,58	16,77	10,77	7,18	13,79
Tmoy (°C)	10,37	11,24	15,05	17,39	21,43	27,94	30,47	29,99	26,20	22,97	15,33	12,53	20,07

Source : ONM

On remarque que la température diminue pendant les trois mois d'Hiver (Décembre, Janvier, Février) et atteint le minimum de 10,37°C en Janvier, elle augmente pendant les trois mois d'été (Juin, Juillet, Août) et atteint le maximum de 30,47°C en Juillet. La moyenne annuelle est de 20,07°C.

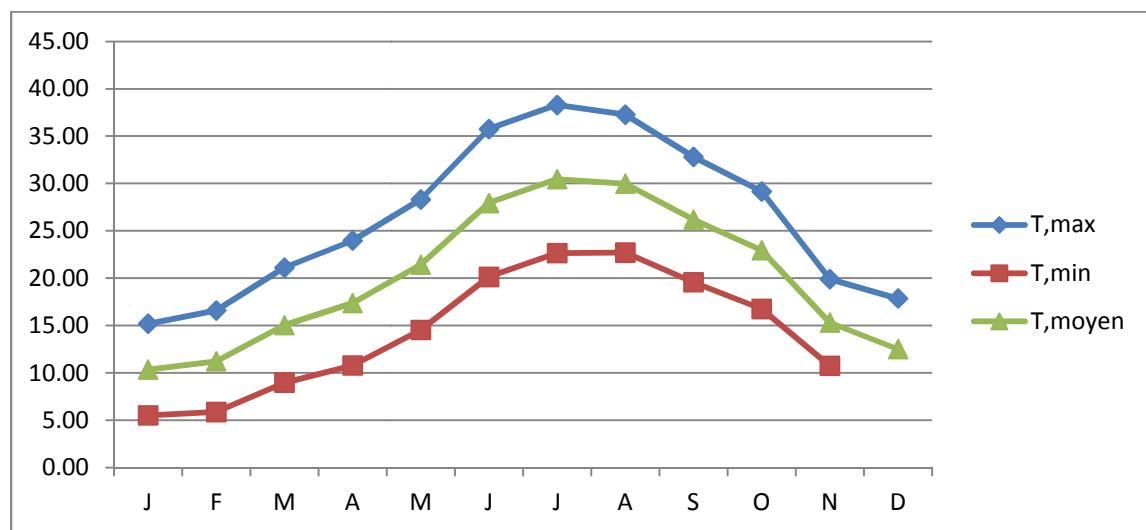


Figure N°01 : Moyennes mensuelles des températures en (°C)

▪ **Précipitation**

Tableau N°02 : Moyennes mensuelles et annuelle des précipitations

Période : 1994-2008

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aoû	Sep	Oct	Nov	Dec	Moyenne annuelle
Précipitations (mm)	41,01	51,49	23,86	26,34	37,40	5,2	0,97	3,56	8,87	27,94	55,86	62,26	344,76

Source : ONM

D'après ce tableau on remarque que la valeur maximale des précipitations est enregistrée au mois de Décembre (62,26 mm), tandis que le minimum est atteint au mois de Juillet (0,97 mm).

La pluviométrie moyenne annuelle pour cette station est de 344,76 mm.

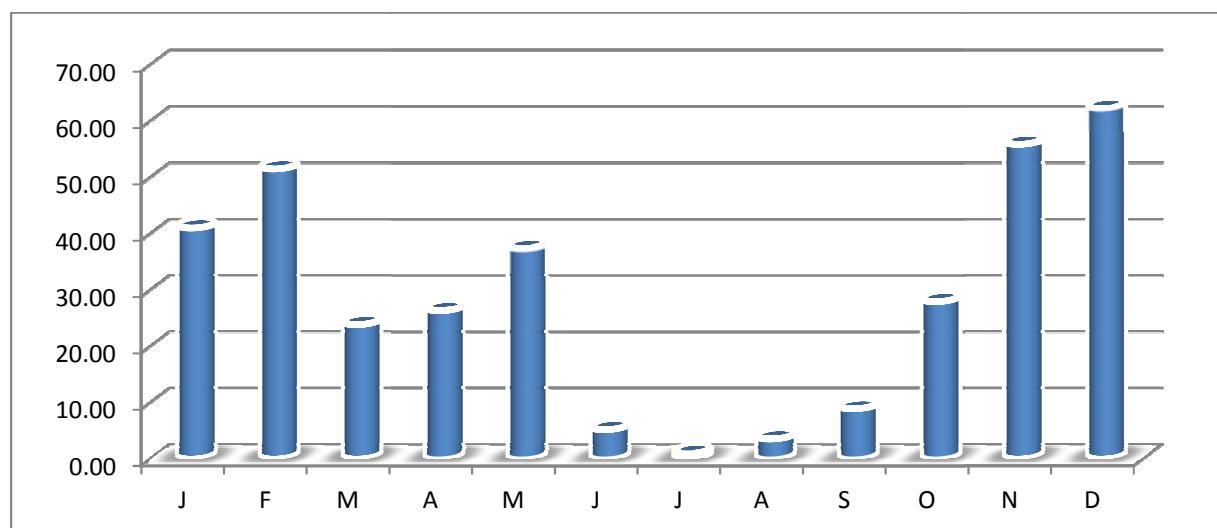


Figure N°02 : Moyennes mensuelles des précipitations

- **Ensoleillement**

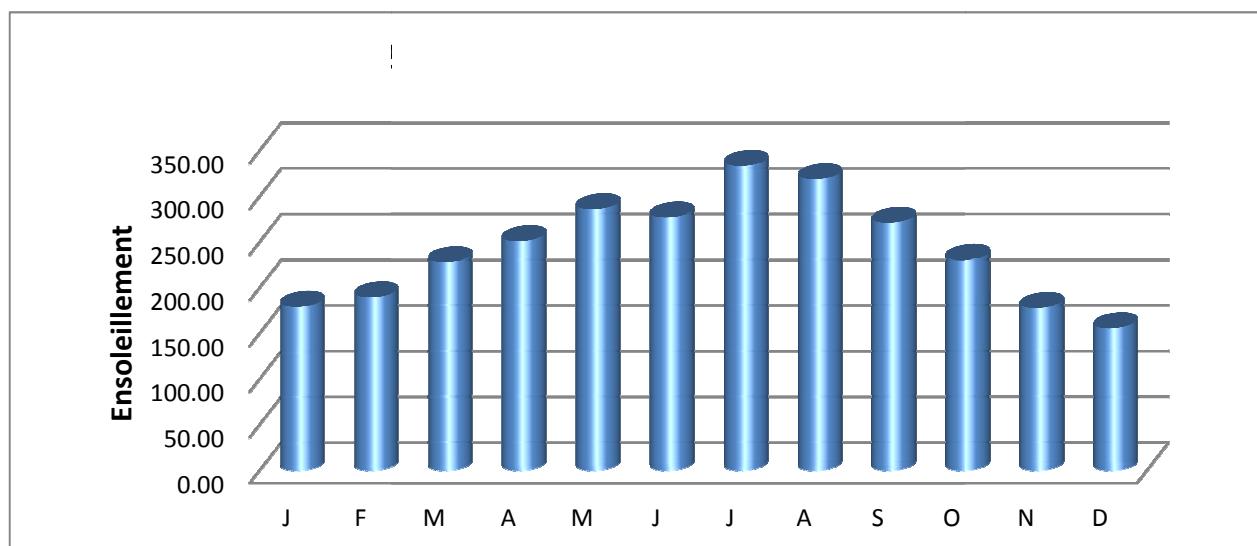
Tableau N°03 : Moyennes mensuelles et annuelle de l'ensoleillement**Période : 1994-2008**

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	juill	Août	Sep	Oct	Nov	Dec	Moyen ne annuel
Ensoleill ement (h/j)	17,92	18,95	22,81	25,11	28,61	27,7	33,35	31,9	27,12	23,07	17,8	15,58	179,29

Source : ONM

On peut remarquer que les valeurs les plus importantes sont enregistrées en période allant du mois de Mars au mois d'Octobre, la valeur la plus élevée est celle du mois de Juillet.

La commune de *OUED FODDA* subit un climat de type méditerranéen, donc ensoleillée durant presque les 08 mois de l'année.

**Figure N°03 : Moyennes mensuelles de l'ensoleillement**

- **Evaporation**

Le tableau ci-dessus montre des valeurs annuelles de l'évaporation:

Tableau N°04 : Moyennes mensuelles et annuelle de l'évaporation**Période : 1994-2008**

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Moyenne annuelle
Evaporati on (mm)	51,3	60,86	91,3	109,9	175	248	302,6	273	192,6	148,7	142,3	55,3	154,24

Source : ONM

Le tableau ci-dessus fait ressortir que l'évaporation est importante en été. Elle atteint son maximum au mois de Juillet avec une valeur de 302,6 mm et un minimum au mois de Janvier avec une valeur de 51,3 mm. La moyenne annuelle de l'évaporation est de 154,24 mm.

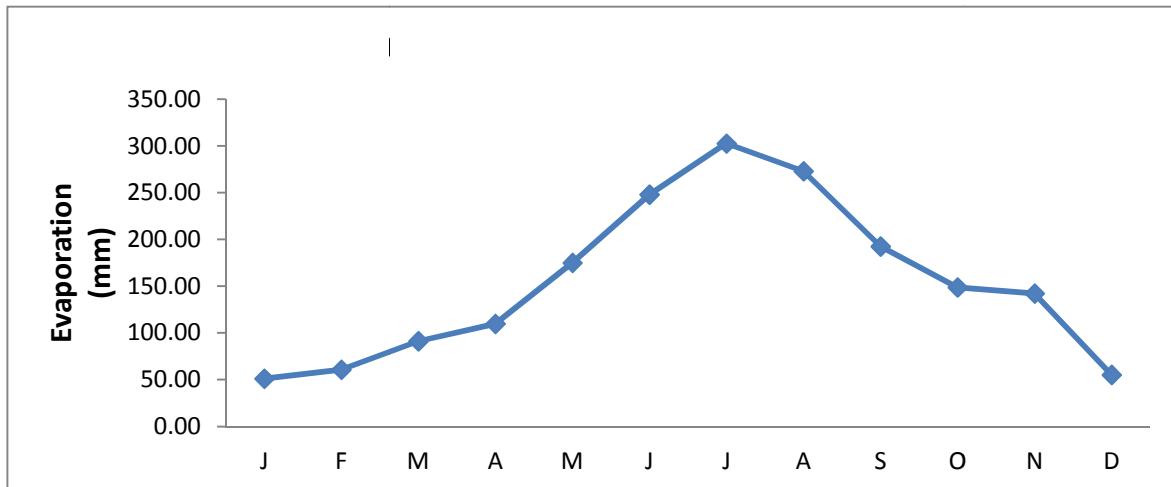


Figure N°04 : Moyennes mensuelles de l'évaporation

▪ Les Vents

Le tableau ci-dessus montre des valeurs annuelles de la vitesse des vents

Tableau N°05 : Moyennes mensuelles et annuelle de la vitesse des vents

Période : 1994-2008

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Moyenne annuelle
V(m/s)	2,56	2,50	2,58	2,66	2,98	3,05	2,88	2,88	2,87	2,75	2,78	2,50	2,75

Source : ONM

Les vitesses moyennes mensuelles des vents varient de 2,50 à 3,05 m/s avec une moyenne annuelle de 2,75 m/s.

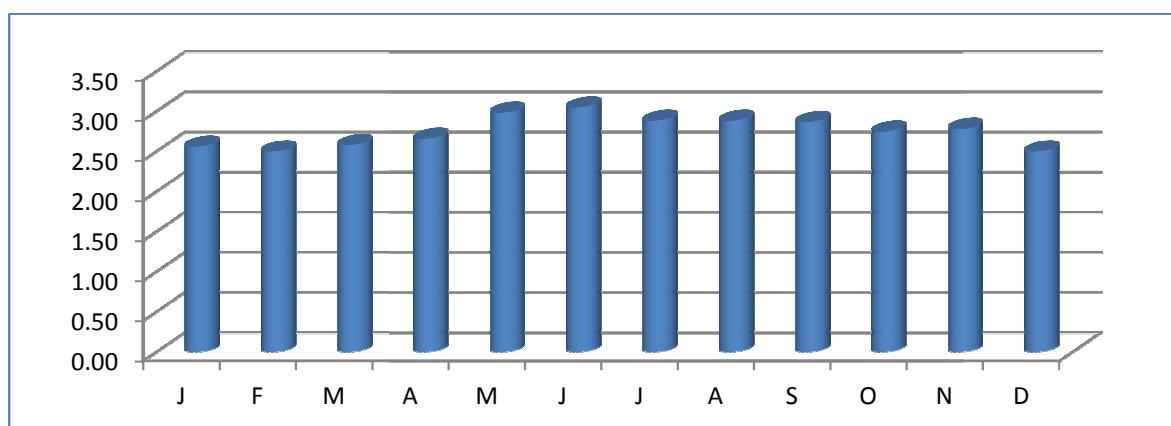


Figure N°05 : Moyennes mensuelles de la vitesse de vent

▪ Synthèse climatique

Les conditions climatiques de la région d'étude sont prédéterminées par la situation géographique de cette zone, par la nature de circulation de l'air et par le relief environnant. La ville de *OUED FODDA* se caractérise par un climat semi-aride doux humide.

I.2.2. Géologie

La géologie est une donnée fondamentale car elle permet de caractériser le substratum du site de l'assiette de la future station d'épuration, cette dernière est constituée de dépôts de comblement des vallées et des terrasses d'Oueds formant des plaines plus au moins étendues. Ces dépôts sont représentés par des alluvions, des regs et des terrasses.

I.2.3. Caractéristiques sismiques

La région de *CHLEF* a été le siège des deux importants séismes du XX^e siècle (4 Septembre 1954, $Ms : 6,7$ et 10 Octobre 1980 ; $Ms : 7,3$) qu'a connus la région ouest-méditerranéenne. Ces deux séismes ont été produits par l'une des failles actives les mieux connus du bassin méditerranéen, la faille du *CHLEFF*, pli-faille de direction NE-SW s'étendant sur 36 km. Dans cette région, on distingue un ensemble de structures actives.

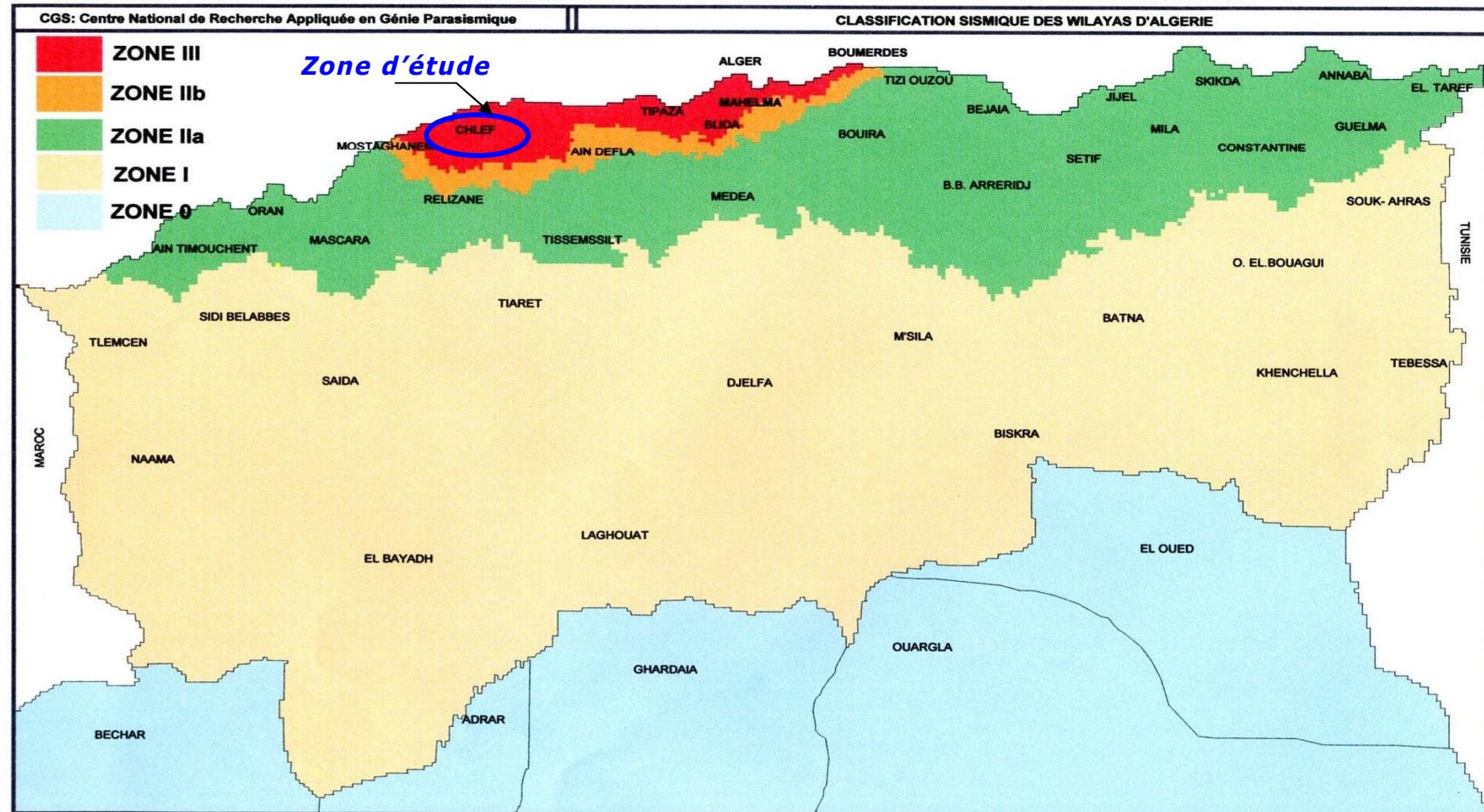
Un Zoning sismique actualisé a été établi par le Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 2003) suite au séisme du 21 Mai 2003 qui a touché la région de *BOUMERDES* et ses environs.

Le territoire national a été subdivisé en cinq (05) zones de sismicité croissante, soit :

- Zone 0 : Sismicité négligeable
- Zone I : Sismicité faible
- Zone IIa et IIb : Sismicité moyenne
- Zone III : Sismicité élevée

D'après la carte de zonage sismique du territoire national ; (Voir carte de zoning sismique)

- La commune de *OUED FODDA* est incluse dans la zone sismique III qui est de sismicité élevée.



I.2.4. Infrastructures de la zone d'étude**I.2.4.1. Infrastructures socio-économiques**

Le groupement des communes dispose d'un ensemble d'équipements nécessaires à son fonctionnement et à la prise en charge des besoins quotidiens des populations.

La majorité de ces équipements (éducation, santé, administration, sport, services et commerces) est concentrée au niveau du chef-lieu.

I.2.4.2. Infrastructures Hydrauliques

- **Infrastructures d'Alimentation en Eau potable (AEP)**

Tableau N°06 : Source d'approvisionnement en Eau

Nombre de forages	Débit (l/s)
05	25
Ouvrages de stockage	Capacité (m³)
05 Réservoirs	2750

Source : S/D Hydraulique, Chlef_2012

Tableau N°07 : Caractéristiques du réseau d'alimentation en eau potable des villes d'EL KARIMIA et HARCHOUN

Communes	Linéaire du réseau d'adduction 31.12.2007	Linéaire du réseau de distribution 31.12.2007	Station de pompage		Réservoirs + châteaux d'eau	Taux de raccordement
			NB	CAP (m³/j)		
HARCHOUN	13.167	28.251	03	1720	03. RV.1200	48%
EL KARIMIA	8415	5503	02	1245	03. RV.500	73%

Source : S/D Hydraulique, Chlef_2012

- **Infrastructures d'Assainissement**

La ville *OUED FODDA* est assainie actuellement au moyen d'un réseau de type unitaire.

La ville de *OUED FODDA* possède un réseau d'assainissement de type unitaire desservant toutes les zones agglomérées dont le linéaire est de 68,067 m. Ce réseau répond aux exigences et normes techniques générales, l'ensemble des eaux sont collectés dans des collecteurs principaux de diamètre important compris entre 300 et 1800 mm.

Tableau N°08 : Caractéristique du réseau d'assainissement de la ville de OUED FODDA

DIAMETRE (mm)	LONGUEUR (m)
Ø 1800	2314
Ø 1500	2073
Ø 1200	80
Ø 1000	3766
Ø (800-600-500-400-300)	59834

Source : S/D Hydraulique, Chlef_2012

Le taux de raccordement actuel de la population est de 98%, et sera de 100% à moyen et long terme vu qu'aucune contrainte n'est apparente.

Tableau N°09 : Caractéristique du réseau d'assainissement des villes D'EL KARIMIA et HARCHOUN

Commune	Linéaire du réseau 31.12.2007(m)	Taux de raccordement %	Nombre de rejet	nom du milieu récepteur	volume de rejet m ³ /j
EL KARIMIA	13167	75	04	➤ Maillot ➤ Tchitchou ➤ Fraihia ➤ Tamzania	805
HARCHOUN	8415	45	01	/	241,6

Source : S/D Hydraulique, Chlef_2012

I.2.4.3. Infrastructures Agricoles

La commune de *OUED FODDA* est à vocation agricole, ce secteur présente un essor de développement puisqu'il constitue l'axe central du développement dans la commune.

Les tableaux ci-dessous illustrent la répartition de la superficie des terres ainsi que les différents produits agricoles :

Tableau N°10 : Répartition générale des terres agricoles

	Superficie agricole totale	Terres agricoles Improductives	S.A.U	Pacages et parcours	Terres irriguées
Superficie (ha)	6447	553	5003	891	950

Source : DPAT_2010

D'après le tableau ci-dessus, on remarque que la surface agricole utile (S.A.U) est de 5003 hectares soit 77,6% de la surface agricole totale. Quand

à la surface des parcours, elle occupe 891 hectares, soit 13,82% de la surface totale. Les terres irriguées occupent une superficie de 950 ha, soit 14,73%. Les terres agricoles dont dispose cette commune sont dominées par une agriculture extensive, repartie comme suit :

Tableau N°11 : Occupation des sols par les différentes productions des communes

	Céréaliculture		Culture maraîchère	Arboriculture	Légumes secs
	Superficie exploitée	Superficie fauchée			
Superficie (ha)	1855	1293	542,5	419	33

Source : DPAT_ 2010

D'après les données citées ci-dessus, on remarque que la céréaliculture occupe la plus grande superficie avec 1855 ha, les autres spéculations (Culture maraîchère, arboriculture, légumes secs) occupent des parcelles limitées.

I.2.5. Réseau de communication

Le réseau de communication dont dispose la région de *OUED FODDA* est constitué essentiellement par la route nationale N°4 et la voie ferrée Est-Ouest. Ces grandes voies de communication font partie de l'axe de développement national reliant, les agglomérations secondaires, tel que les chefs lieu, *ZBABDJA*, *BIR SAFSAF*, *DHAMNIA* et la cité caper, ainsi que les autres wilayas (*AIN DEFLA* et *RELIZANE*).

Le chemin wilaya CW 132 est un chemin de pénétration qui traverse l'agglomération chef lieu, en prenant le départ de la route nationale N°4 vers le Sud en se croisant avec un échangeur de l'autoroute et continue vers *EL KARIMIA*.

Les autres voies de communication (chemins communaux) sont répartir dans la commune, leur importance est locale, ils désenclavements certains centres de vie, jouant le rôle de développement local, et nécessitent un revêtement.

I.2.6. Population et mode de vie

Selon les statistiques de l'Assemblée Populaire Communale (A.P.C) et les données du Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme (P.D.A.U), la population de la ville de *OUED FODDA* est de 19636 habitants en 2005 avec un taux d'accroissement de 1,72 %.

Pour les besoins du projet de réalisation de la STEP de *OUED FODDA*, il a été pris en considération les éléments suivants :

- Un taux d'accroissement de 1,72% (selon D.P.A.T) pour l'estimation de la population future.
- La future station d'épuration sera dimensionnée en tenant compte des communes limitrophes de *OUED FODDA* (l'agglomération secondaire *ZBABDJIA*, l'agglomération d'*EL KARIMIA* et l'agglomération de *HARCHOOUN*).
- la population du groupement (*OUED FODDA* et l'agglomération secondaire *ZBABDJIA*, *EL KARIMIA* et *HARCHOOUN*) connaîtra une tendance dans son évolution future suivant la formule du taux d'accroissement exponentielle : $P = P_0 (1+t)^n$

Avec :

P : Population projetée

P_0 : Population à l'année de référence

t : Taux de croissance

n : Nombre d'années compris dans l'intervalle de temps considéré

Tableau N°12 : Evolution de la population future du groupement

Horizons	2005	2012	2015	2020	2025	2030	2040
Population <i>OUED FODDA</i> et <i>ZEBABDJIA</i> (hab)	25795	29065	30591	33314	36279	39508	46856
Population <i>EL KARIMIA</i> (hab)	15999	18028	18974	20663	22502	24505	29061
Population <i>HARCHOOUN</i> (hab)	3137	3534	3720	4051	4412	4805	5698
Total population (hab)	44931	50628	53285	58028	63193	68818	81614

Récapitulation

D'après les données climatologiques mesurées à partir de la station ONM de *CHLEF*, le calcul de l'indice d'aridité et suite à l'interprétation ci-dessus nous avons constatés ce qui suit :

- Le climat de la zone d'étude est de type semi-aride
- Malgré la proximité de la mer, l'écart entre les températures des mois de Juillet - Août et celles du mois de Janvier atteint les 21°C avec une moyenne annuelle de 20,07°C.
- On distingue deux saisons :
 - une saison caractérisée par des températures supérieures à 20°C (de Mai à Octobre);
 - une saison où les températures ne dépassent pas les 20°C et ne descendent que rarement au dessous de 13°C.

Durant ces saisons, les paramètres climatologiques varient comme suit :

- Les variations mensuelles du nombre de jours de gel durant l'année ne dépassent pas les cinq mois avec une moyenne de 5,6 jours par an (Source ONM).
- La vitesse du vent dans la région montre une stabilité tout au long de l'année.

En effet, le maximum est atteint au mois de juin, le minimum est atteint aux mois de décembre et Janvier. La moyenne annuelle est de 2,75m/s. En résumé, la région se caractérise par des vents dominants d'Ouest et du Nord.

Caractérisée par un climat semi-aride, la région reçoit en moyenne des pluies faibles. En outre, le gradient pluviométrique subit une importante chute sur de faibles distances.

- La dotation est de 150 l/hab/j pour une population en 2012 égale à 50628 et à long terme estimé à 81614 hab en 2040 ;
- Précipitation moyenne annuelle pour cette station est de 344,76mm et l'évaporation moyenne annuelle et de 154,24mm ;

le réseau d'assainissement existant est de type unitaire couvrant la totalité de l'agglomération urbain, avec un taux de raccordement de l'ordre de 98 %.

Chapitre **II**

Procédés d'épuration biologique des eaux usées

procédés d'épuration biologique des eaux usées

Introduction

Les eaux usées urbaines peuvent être traitées par divers procédés, à des degrés d'épuration et à des coûts variables selon le niveau de qualité exigé par le milieu récepteur et les quantités de substances indésirables se trouvant dans les eaux.

Ces procédés dépendent essentiellement de :

- L'importance de la charge polluante à traiter ;
 - La qualité de l'effluent requise ;
 - La disponibilité du terrain.

Dans le processus d'épuration, il est à prendre en considération deux lignes :

- La ligne relative au traitement de l'eau usée
 - La ligne de traitement des boues.

II.1. Epuration dans une station d'épuration des eaux usées urbaines

D'une manière générale, une station d'épuration comprend les étapes suivantes :

- a) Les prétraitements ;
 - b) Le traitement primaire ;
 - c) Le traitement secondaire ;
 - d) Les traitements complémentaires ;
 - e) Le traitement des boues résiduaires.

II.1.1. les techniques de prétraitements

Les eaux usées transportent des matières en suspension très hétérogènes et souvent volumineuses.

Les dispositifs de prétraitements 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 (dessablage),
 - Corps gras (dégraissage – déshuileage). [2]

II.1.1.1. Dégrillage

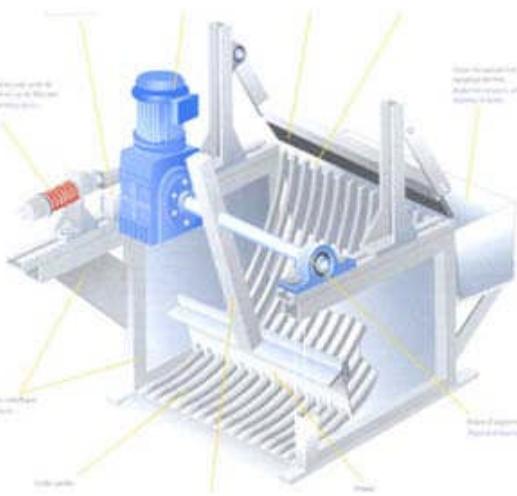


Figure N°06 : - Dégrilleur courbe

A l'entrée de la station d'épuration, les effluents doivent subir un dégrillage (voire un tamisage). Ainsi, les matières volumineuses (flottants, etc.) sont retenues au travers de grilles. Cette opération est en général réalisée avant la station de relevage, afin de protéger les pompes ou les vis d'Archimède.

Pour le dimensionnement hydraulique, on se base sur la vitesse de passage à travers la grille, qui doit être suffisante pour obtenir l'application des matières sur la grille sans pour autant provoquer une perte de charge trop importante, ni entraîner un colmatage en profondeur des barreaux ou un départ des matières avec l'effluent. Généralement les vitesses moyennes de passage admises sont de l'ordre de 0,6 m/s à 1,20 m/s au débit de pointe.

- **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.

- **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).

II.1.1.2. Dessablage

Le dessablage a pour but d'extraire des eaux brutes les graviers, sables de dimension supérieure à 200 microns, de façon à éviter les dépôts dans les canaux et conduites et à protéger les pompes et autres appareils contre l'abrasion.

Cette opération a lieu grâce à la vitesse de sédimentation élevée des particules devant la vitesse de passage de l'eau de manière à éviter l'entraînement par le courant d'eau.

L'extraction du sable est réalisée automatiquement :

- Par un ensemble d'émulseurs d'air à fonctionnement synchronisé
- Par raclage vers une fosse de collecte d'extrémité, suivie d'une reprise par pompage.
- Directement par pompe suceuse montée sur le pont roulant.

En fait, les sables extraits des eaux résiduaires urbaines contiennent toujours une certaine proportion de matières organiques qui sédimentent en même temps. La séparation de ces matières doit se faire grâce à une vitesse de balayage, maintenue aux environs de 0,30 m/s.

II.1.1.3. Déshuileage – dégraissage

Le déshuileage – dégraissage consiste à extraire des eaux usées, les graisses et les huiles. Cette opération fait appel au phénomène de la flottation, basé sur la notion de différence de masse volumique des constituants de l'effluent, en tirant profit de l'aptitude des graisses à s'unir avec les bulles d'air pour former un ensemble «**graisse-air**» moins dense que l'eau, engendrant ainsi un déplacement ascendant de cet ensemble qui se concentrera sur la surface de l'ouvrage. Les graisses sont alors extraites par un système de raclage mécanique de la surface du dégraisseur.

II.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 **DBO₅** 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 :

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

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.

II.3. Les traitements secondaires (Traitement biologique)

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 **DBO₅** 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 effectuée 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. [14], [2]

Les principales techniques de l'épuration biologique sont :

II.3.1. Les procédés intensifs

- les lits bactériens
- les disques biologiques
- boues activées

➤ 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'effluent est dispersé par une grille de répartition sur toute la surface du lit, l'effluent ainsi dispersé percole lentement à travers le massif filtrant et provoque la prolifération des micro-organismes, une recirculation de l'effluent 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. [14]

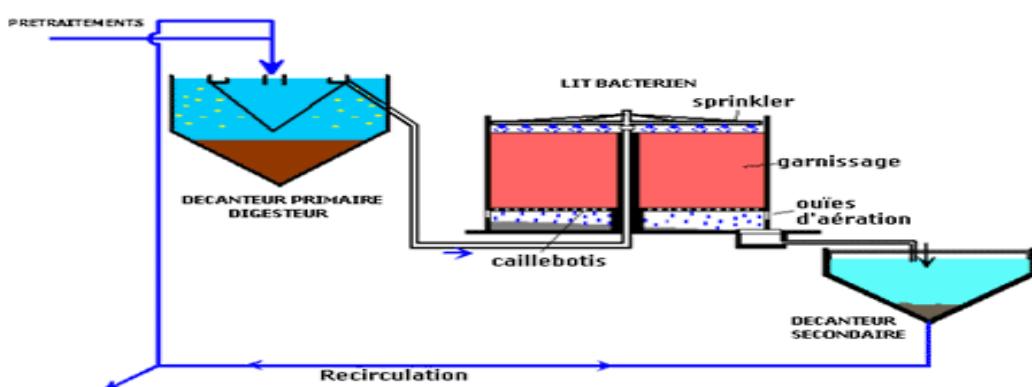


Figure N° 07 : fonctionnement des lits bactériens.

➤ Disques biologiques :

Les disques biologiques sont une filière du traitement biologique aérobio à biomasse fixe

Les micro-organismes épurateurs sont supportés par des disques partiellement

immergés dans l'effluent et animés d'un mouvement circulatoire assurant à la fois le mélange et l'aération. Pour la phase immergée, la biomasse absorbe la matière organique qu'elle dégrade par fermentation aérobiose grâce à l'oxygène atmosphérique.

Ce procédé est adapté pour les petites et moyennes agglomérations.[6]

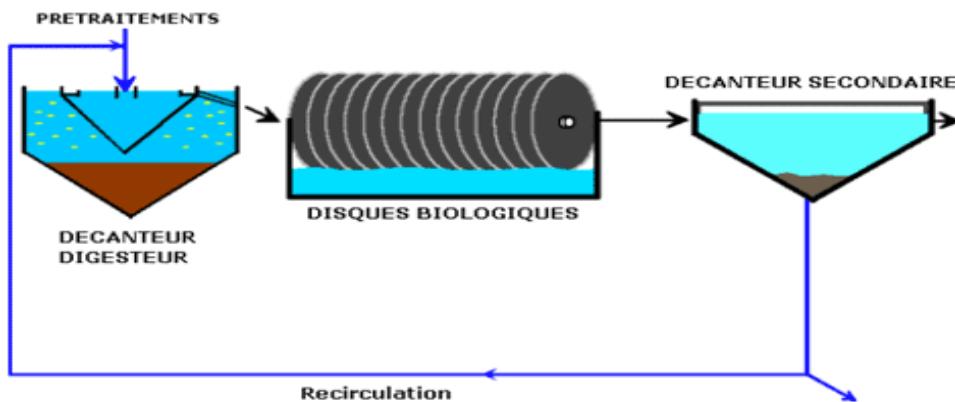


Figure N°08 : schéma du traitement par disques biologiques

Remarque

Les procédés d'épuration par lits bactériens et disques biologiques ne peuvent pas être envisagés pour les raisons suivantes :

- Problèmes techniques liés à la sensibilité aux variations climatiques et au colmatage,
- Généralement adaptés pour les petites collectivités. [2]
 - **Boues activées :**

L'épuration par boues activées consiste à mettre l'effluent en contact direct avec un

Mélange riche en bactéries par brassage afin de dégrader la matière organique dissoute ou en suspension. Une aération importante est nécessaire pour permettre l'activité des bactéries et ainsi rendre la dégradation possible.

Une épuration par boue activée comprend les éléments suivants :

- ✓ Un bassin d'aération : permettant l'oxygénation du milieu pour favoriser l'activité bactérienne (l'oxydation de la matière organique).
- ✓ Un clarificateur : ou décanteur secondaire permettant la séparation de l'effluent et des boues avant le rejet des eaux (ou le traitement tertiaire si nécessaire).
- ✓ Un dispositif de recirculation des boues : assurant le retour vers le bassin d'aération des boues récupérées dans le clarificateur afin de maintenir une teneur en micro-organisme constante.
- ✓ Un dispositif de brassage : évitant les dépôts et améliorant le contact entre les bactéries et la nourriture afin d'optimiser le traitement.

Ainsi, dans le bassin d'aération l'effluent est mis en contact avec les micro-organismes épurateurs en présence d'oxygène vont se développer au dépend des matières biodégradables formant des flocons décantables qui seront éliminés dans le clarificateur, en ce qui concerne les boues décantées une partie sera renvoyée en tête de station et l'autre partie sera envoyée vers

une filière de traitement des boues. [7]

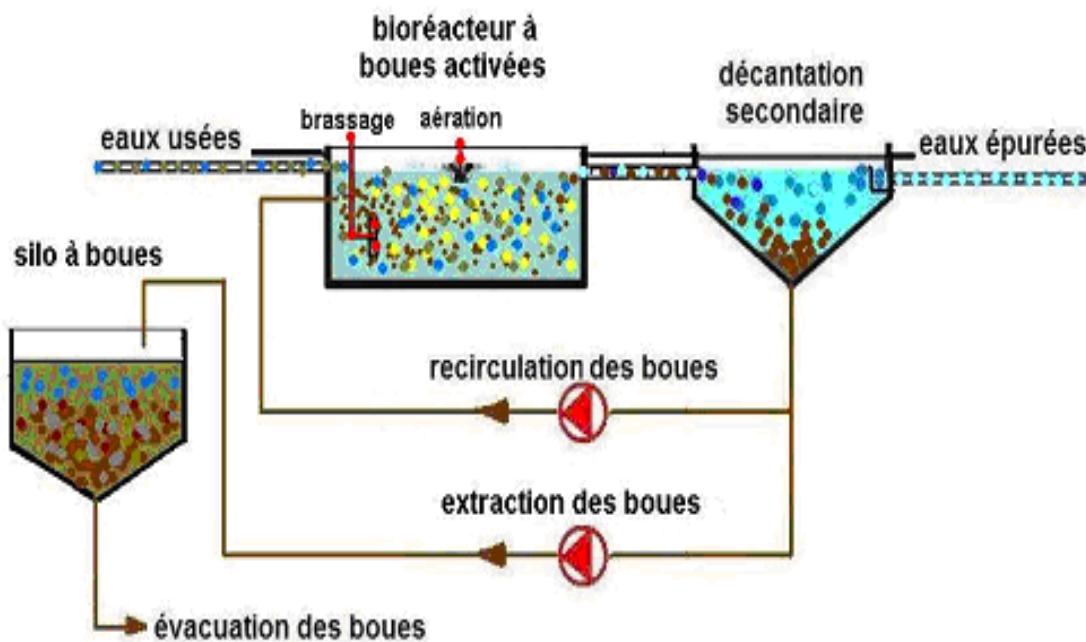


Figure N°09: schéma de l'épuration par boues activées

II.3.2. Les procédés extensifs

- **Le lagunage**

Les procédés de lagunage

Le lagunage est reconnu comme un très bon moyen d'épurer les eaux usées dans les petites collectivités ou les zones à population variable.

Ce procédé de traitement a lieu dans de vastes bassins dits lagunes ou étangs. On entend par lagune, toute dépression ou excavation naturelle ou artificielle dans laquelle s'écoulent naturellement les eaux usées brutes ou décantées, pour ressortir sans intervention extérieure d'aucune sorte, dans un état où elles ne risquent pas d'altérer la qualité du milieu récepteur, l'on observe des temps de séjour assez longs. [7]

Sous le terme "lagunage" sont généralement inclus :

➤ **Lagunage naturel :**

L'épuration consiste en un long écoulement en continu dans un ou plusieurs bassins plus ou moins profond, lieux où se développeront des bactéries, des algues, du zooplancton et des plantes aquatiques éventuellement, au détriment des matières organiques et des sels nutritifs contenus dans les eaux à traiter.

L'oxygénation est assurée par l'activité photosynthétique des micropyles et de l'échange physique à l'interface air-eau.

Ce procédé fait appel à deux paramètres essentiels : la lumière nécessaire à la photosynthèse et la température qui favorise la croissance des algues et facilite l'oxydation de la pollution.

Aussi, le lagunage naturel doit se dérouler dans de bonnes conditions d'aérobiose afin d'éviter les odeurs, la prolifération d'insectes tels que les mouches et les moustiques.

A cet effet, on prévoit un dégrossissement ou une décantation préalable de l'eau résiduaire pour empêcher un colmatage rapide des bassins.

Le curage des boues dans ces bassins aura lieu comme suit :

- 2 à 3 ans à proximité du point d'introduction de l'effluent ;
- 5 ans pour le premier bassin ;
- 10 ans pour les autres bassins.

Pour l'implantation d'un tel système d'épuration, il est indispensable de procéder à des études géotechniques du terrain servant d'assiette d'implantation des lagunes et en conséquence, prévoir une bonne étanchéité.

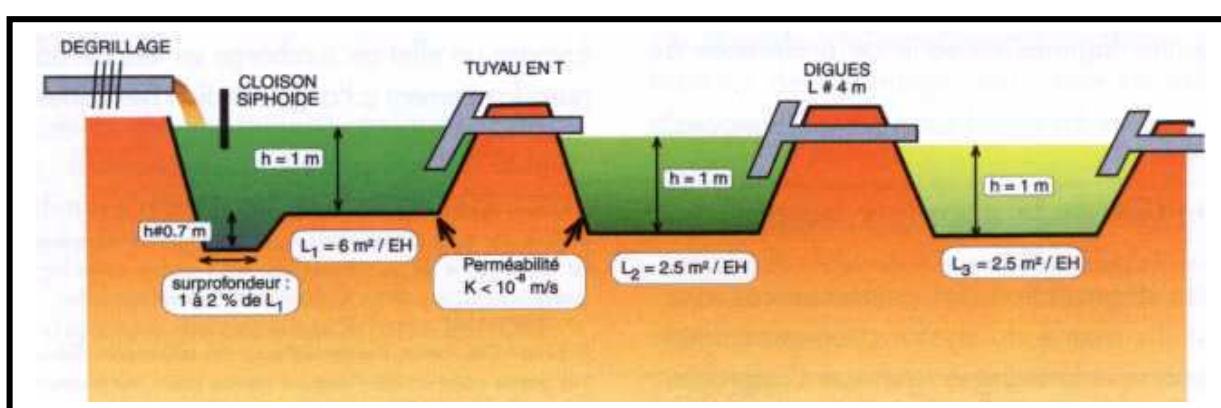


Figure N°10 : Schéma d'une filière de lagunage naturel type

➤ **Lagunage aéré :**

Le lagunage aéré se caractérise par des bassins de traitement dans lesquels la charge biodégradable d'un effluent est détruite par voie bactérienne, une partie au moins de ce traitement étant réalisée en aérobiose grâce à un apport d'oxygène dissous dans l'eau artificiellement (aérateurs mécaniques, insufflation d'air, etc...) l'aération sert également au maintien en suspension des boues activées. Il n'y a pas de recirculation de la culture bactérienne. Le curage des boues se fait généralement une fois tous les deux ans.

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

On distingue deux types de lagunes aérées définissant ainsi :

❖ **Lagune d'aération**

Dans ce type de lagunes, on maintient une concentration en oxygène dissous dans tout le bassin dont les matières en suspension et l'oxygène sont uniformément répartis. Il se réalise l'aération, la croissance et la stabilisation partielle de la culture bactérienne et l'essentiel de l'attaque de la charge biologique.

L'énergie de brassage est suffisante pour qu'aucun dépôt ne se forme. La profondeur des bassins varie de 2 à 3,5 m avec les aérateurs de surface et supérieur à 4 m avec insufflation d'air.

❖ Lagune de décantation

Dans ce type de bassin, l'oxygène n'est maintenu que dans la partie supérieure, une zone anaérobiose est présente au fond du bassin. Les matières décantables (qui forment les boues) se séparent physiquement de l'eau épurée. La profondeur utile des bassins est d'environ 2 à 3 m

La puissance de brassage de la lagune d'aération est insuffisante pour éviter les dépôts. Théoriquement, un équilibre du niveau des boues en chaque point se réalise, ces dépôts sont évidemment en anaérobiose. Du fait, l'équilibre du niveau des boues est instable, divers phénomènes intervenants (remontée de boues dues à une accélération de la production de gaz, résolubilisation d'une partie des dépôts,...).

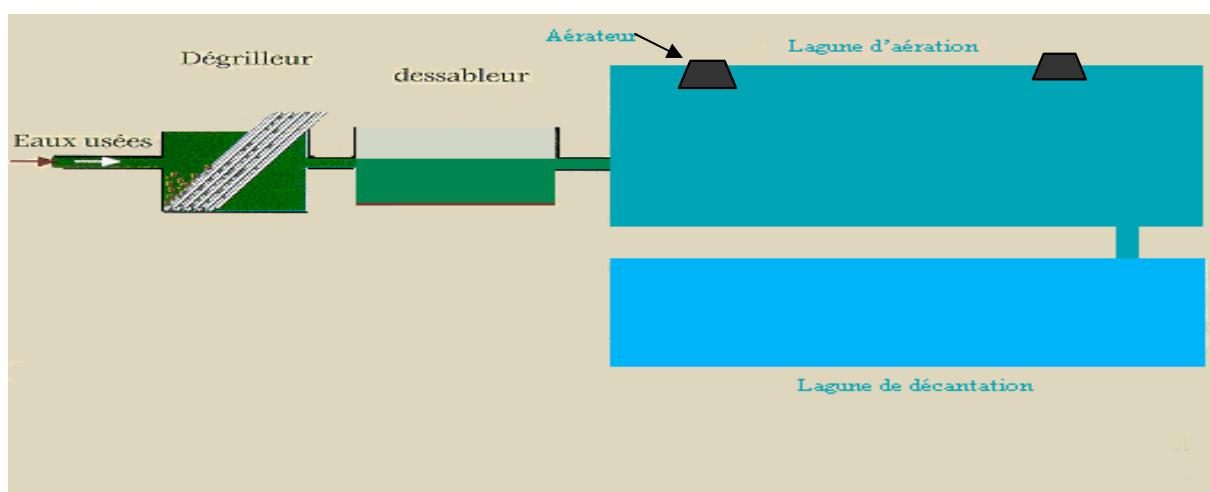


Figure N°11 : Schéma de principe d'un lagunage aéré

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

II.4. Les traitements tertiaires ou complémentaires

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, désoxygénéation de l'eau,...).[2]

II.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 flocculation

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.4.2. 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.4.3. 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.

II.5. Traitement des boues

Les boues résiduaires résultent des étapes de traitement que subissent les eaux usées, et sont dans de nombreux cas, responsables de problèmes d'exploitation importants et de désordres graves.

Avant d'être rejetées ou réutiliser, les boues doivent subir un traitement qui consiste à les épaissir, les déshydrater et les stabiliser.

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

- La réduction du volume ;
- La réduction du pouvoir fermentescible. [13].

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.

Chapitre III

*Procédé d'épuration
par boues
activées*

procédé d'épuration par boues activées

Introduction :

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 procédés 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
 - * déshuileage
- ❖ 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.1.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 N° :12**) [1].

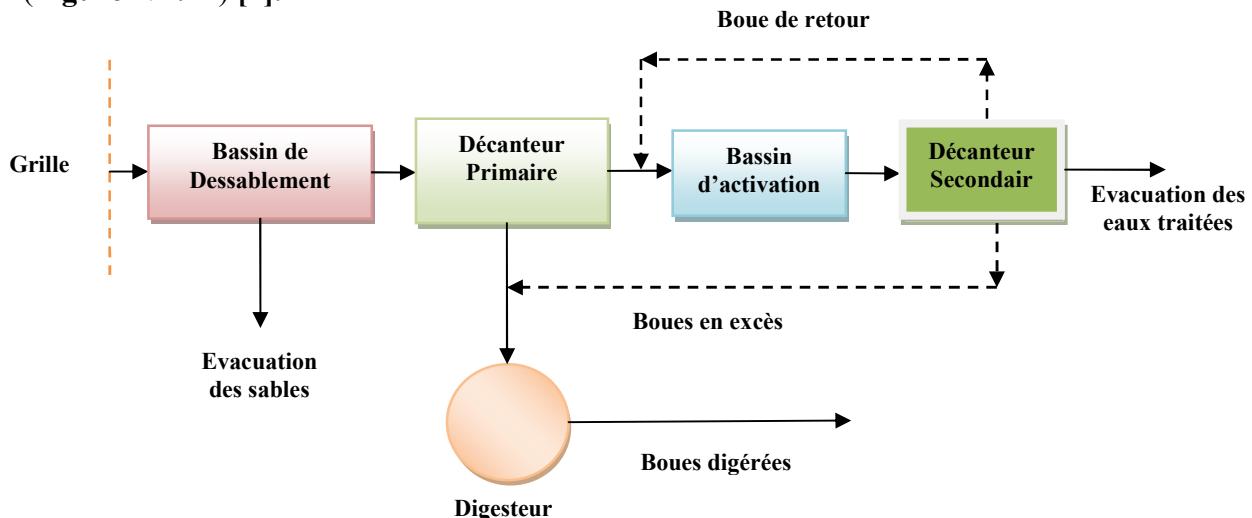


Figure N°12:schéma d'une station de traitement par boues activées [5]

III.2. Classement des procédés par boues activées :

En épuration d'eau usée un réacteur biologique se caractérise par les paramètres essentiels suivants : [5]

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. Cette notion C_m est importante car elle conditionne pour les différents paramètres de boue le fonctionnement du 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. 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. Cette notion d'âge de boue traduit la présence ou l'absence de germe nitrifications.

Tableau N°13 : 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)	Âges des boues en jour	Rendement R d'élimination de la DBO ₅
Faible charge	$C_m < 0,15$	$C_v < 0,40$	10 à 30	R ≥ 90% Nitrification possible
Moyenne charge	$0,15 \leq C_m < 0,4$	$0,5 < C_v < 1,5$	4 à 10	R = 80 à 90% Nitrification possible aux températures
Forte charge	$0,4 \leq C_m < 1,2$	$1,5 < C_v < 3$	1,5 à 4	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.

D. 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 .2.1.Choix du procédé d'épuration :

Pour arriver à dimensionner une station d'épuration il faut choisir une de ces procédés en prenant en considération les avantages les inconvénients. [8]

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 est 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 dominant de petites et moyenne collectivités.

Tableau N°14 : Avantages et inconvénients des différents procédés :

	Avantages	Inconvénients
Forte charge	<ul style="list-style-type: none"> - 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. 	<ul style="list-style-type: none"> - 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	<ul style="list-style-type: none"> - La consommation énergétique du poste d'aération est plus faible ; - Prend un espace moyen dans le terrain - Pour toute taille de collectivité. 	<ul style="list-style-type: none"> - Nécessité de personnel qualifié et d'une surveillance régulière ; - Décantabilité des boues pas toujours aisée à maîtriser.
Faible charge	<ul style="list-style-type: none"> - 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. 	<ul style="list-style-type: none"> - 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.

III.2.2.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 se maintient 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 N°13 : décanteur secondaire (clarificateur)

III.2.3. 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.2.4. Traitement Des Boues

➤ Epaississement

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.

Le plus souvent est de concentration des boues collectées dans les décanteurs de clarification, tout en évitant d'atteindre une valeur éventuellement incompatible avec le pompage de ces boues.

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

$$S = \text{quantité de boues produites par jour / charge spécifique} = \Delta X / C_s$$

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

➤ Lits De Séchage

Le séchage des boues sur des lits de sables est une technique de déshydratation naturelle. Elle n'est à retenir que sur des boues bien stabilisées (digérées anaérobiquement ou éventuellement d'aération prolongée). Lits de séchage comprend deux couches :

- * Une première couche support de graviers où sont aménagés des drains.
- * Une deuxième couche filtrante de sable.

Cette technique est basée sur une première phase de drainage et une deuxième de séchage atmosphérique. Cette dernière demeure tributaire des conditions climatiques. La siccité peut atteindre 40 à 60 % en cas de l'ensoleillement optimal.

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 croît, se stabilise puis décroît tandis que la DBO de l'effluent diminue de façon continue mais à un rythme variable .une plus poussée du phénomène permet de distinguer quatre phases principales figurées comme suit :

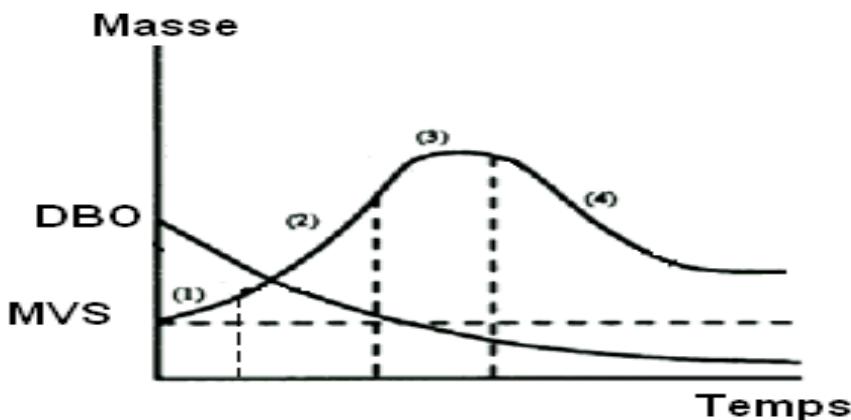


Figure N°14: développement d'une culture bactérienne

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.

X : La masse bactérienne présente au temps (t)

μ: Taux de croissance en j^{-1}

Par intégration de l'équation précédente, on aura : $X = X_0 e^{(\mu t)}$

X_e : La masse bactérienne présente au temps t_e

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_0 à X_1 tel que : $X_1 = X_0 + \Delta X$, on définit un rendement de croissance $a_m = \text{croissance totale/ concentration du milieu}$ soit : $\Delta X = a_m (I_0 - I_1) = a_m I_0$

Où L_e la pollution (DBO) éliminé pendant le temps Δt pour une croissance de boues égales à ΔX , cette relation devient : $a_m(L_{e0} - L_e) = X_0(e^{ut} - 1)$

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

$$\text{alors : } \frac{-dL}{dt} = LX.K \Leftrightarrow \frac{-dL}{L} = -X.K.dt$$

K : est la constante de croissance ralentie , le signe –correspond à la disparition 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 :

$$\log \left[\frac{L_f}{L_0} \right] = -X K t \quad \text{ou en cours} \quad L_0 = L_f e^{(X_a * K_t)}$$

On utilise le développement en série de la fonction exponentielle : $\exp = 1 + X + X^2/2 \dots$

On peut écrire $\frac{Lf}{L0} = \left(\frac{1}{1+XaKt}\right)$.

Divers travaux ont préciser une formule symbolique de la matière organique a été donnée **C₇H₁₁NO₃**, deux formules de la matière vivante sont proposées : **C₅H₇NO₂** ou bien **C₇H₉O₃**

La réaction globale du catabolisme s'écrit :

Pour un effluent urbain :



Pour la matière vivante synthétisée à partir de glucose



La réaction globale pour la respiration cellulaire s'écrit:



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 présentée dans l'aérateur en Kg.

$$.9O_2 = a'L_e + b'X_a \dots \dots \dots (2)$$

a' et b' :sont des coefficients

X_a : 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-organismes. 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 ...). [5]

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 global 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_{eff}
(dépend des normes de rejet :on adopte généralement 30mg/l)	

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

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 [9].

B)-Besoins en nutriments

Les micro-organismes exigent comme tous les êtres vivants une alimentation équilibrée. Cette alimentation requiert la présence d'azote, de phosphore et d'un certain nombre d'oligo-éléments. Ces derniers sont généralement présents en quantité suffisante dans les eaux résiduaires domestiques, ce qui n'est par contre pas le cas des eaux industrielles [9].

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 [3].

D)- Influence de PH

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

E)-Influence de la toxicité

La présence de substances toxiques dans l'effluent à traiter se traduira par une inhibition partielle ou totale de l'activité des micro-organismes [9].

III.6. 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 ci-après

Tableau N°15 : Avantages et inconvénients d'épuration par boues activées

Avantage	Inconvénient
<ul style="list-style-type: none">• 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.	<ul style="list-style-type: none">• L'exploitation de ce type de station exige un personnel qualifié et une vigilance permanente.

Conclusion :

On a 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 technico-économique des différentes variantes (moyenne et faible d'après leurs avantages et inconvénients) et on cherche surtout à avoir un bon rendement épuratoire de l'effluent.

Chapitre IV

Dimensionnement de la station d'épuration

DIMENSIONNEMENT DE LA STATION

Introduction :

La station d'épuration recevra une pollution à caractère domestique prédominant. L'effluent épuré sera rejeté par la suite. Le dimensionnement de la station d'épuration se basera sur le débit rejeté et les charges polluantes véhiculées par les eaux usées.

On peut dire que la technique d'épuration par boues activées est la meilleure solution pour traiter les eaux usées de *OUED FODDA*.

L'avantage que peut apporter ce procédé est la simplicité de son exploitation. Les boues ne sont pas fermentescibles et pouvant être reçues sans nuisance lors de la déshydratation.

IV.1. étude de la caractéristique des eaux usées

Dans cette partie, il s'agit de faire une évaluation qualitative et quantitative de la charge polluante issue des rejets des eaux usées du groupement (*OUED FODDA* et l'agglomération *ZABDJJA, EL KARIMIA* et *HARCHOOUN*). Pour cela, nous avons procédé aux analyses des différents paramètres de pollution.

Afin de faire ressortir la composition de ces eaux usées, nous donnerons les résultats puis l'interprétation de ces analyses en considérant les paramètres de pollution les plus importants

IV.2. Prélèvement et échantillonnage

Les prélèvements ont été effectués dans des bouteilles particulièrement propres, rincées plusieurs fois avec de l'eau à analyser, ces bouteilles ont été conservées dans une glacière et acheminer vers le laboratoire d'analyse.

La période des prélèvements a été choisie compte tenu des heures de pointes de pollution. Les analyses des échantillons prélevés ont été réalisées au niveau des laboratoires suivants :

- Le Centre National des Technologies et du Consulting (CNTC de *BOUMERDES*)
- Le laboratoire régional de l'office national de l'assainissement de la wilaya de *CHLEF*
Des campagnes de prélèvements ont été effectuées pour l'analyse des eaux usées du groupement, au niveau des rejets principaux des agglomérations :

- *OUED FODDA*
- *EL KARIMIA*
- *HARCHOOUN*

IV.2.1. Paramètres analysés

Les paramètres généralement analysés sont les suivants :

- Température
- Conductivité
- Métaux lourds
- Matières en suspension (MES)
- Demande biochimique en oxygène (DBO₅)
- Demande chimique en oxygène (DCO) .

IV.2.2. Les méthodes d'analyses utilisées

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

Tableau N°16 : Méthodes utilisées pour l'analyse des paramètres de pollution

Paramètres	Méthodes utilisées
Température	Thermomètre
pH	PH-mètre
Oxygène dissous	Oxymètre
Conductivité	Conductivimètre
MES	Filtration
DCO	Bichromate de potassium
DBO ₅	Manométrique (DBO-mètre)
Phosphore, Sulfates, Chlorures	Colorimétrique
Na ; Ca ; Mg	Analyse volumétrique

IV.2.3. 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 N°17 : 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°26 du 23/04/2006

IV.2.4. Résultats analytiques et interprétations

Les résultats d'analyses des principaux paramètres enregistrés pendant les campagnes Prélèvements sont enregistrées dans les tableaux suivants :

Tableau N°18 résultats d'analyses

Compagne de prélèvement												
Rejet n°		1					2		3			
Echantillon		A1	A2	A3	A4	A5	B1	B2	C1	C2	Les Moyenne	
date de prélèvement		10/12/09	11/12/09	12/12/09	15/12/09	09/06/10	10/12/09	09/06/10	06/02/10	09/06/10	-	
Paramètre analysés	Unités											
Température	°C	-	-	-	-	24,5	-	25,2	-	23,9	25,53	
PH	-	7,17	7,40	7,54	-	7,33	8,08	7,38	8,35	7,79	7,63	
Conductivité	µs/cm	3690	3250	3270	-	3570	-	6320	-	4390	4081,67	
DBO5	mg/l	525	376	358	-	614	470	820	410	782	544,38	
DCO	mg/l	610	485	716	300	790	705	1288	610	874	708,67	
MES à 105°	mg/l	412	29	156	-	383	12	672	12	760	304,50	
N-NO ₃	mg/l	1,4	1,03	1,0	-	69	1,4	69,5	0,9	68	26,53	
N total	mg/l	132	104	-	74,88	-	205	-	305	-	164,18	

Tableau N°19: Métaux lourds :

Paramètres analysés	Unités	Commune de OUED FODDA	Agglomération de HARCHOUN	Agglomération d'EL KARIMIA
		E (15/12/09)	E(06/02/10)	E(06/02/10)
Plomb	mg/l	< 0,1	0,25	0,33
Manganèse	mg/l	0,01	-	-
Zinc	Mg/l	1,163	0,28	0,08
Cuivre	mg/l	< 0,04	< 0,1	< 0,1
Chrome	mg/l	< 0,05	-	-
Cadmium	mg/l	< 0,01	-	-

IV.2.5 Interprétation des résultats

- **Température :**

L'activité biologique augmente régulièrement avec la température, ce qui influe sur le rendement d'épuration. Les valeurs moyennes des mesures retenues pour les trois rejets sont respectivement 24,5 ; 25,2 et 23,9°C.

Ces valeurs ne dépassent pas 30°C, elles sont donc conforme aux caractéristiques d'une eau usée urbaine et favorisent la croissance des micro-organismes responsables de l'épuration et permettant ainsi des meilleurs rendements d'épuration.

- **PH :**

Les valeurs moyennes du pH pour les trois rejets sont respectivement 7,36 ; 7,73 et 8,78. Ces résultats s'inscrivent dans la fourchette des valeurs généralement observées pour les eaux usées urbaines à caractère ménagère (6,5–8,5).

On peut constater que ces valeurs se situent dans la bonne gamme d'activité microbienne, ce qui favorise le traitement biologique.

- **Conductivité :**

La mesure de la conductivité permet d'évaluer rapidement la salinité du rejet. Une conductivité électrique de l'eau supérieure à 1500 µs/cm entraîne une minéralisation excessive.

Dans notre cas, les valeurs moyennes de la conductivité pour les trois rejets sont respectivement 3445 ; 6320 et 4390 µs/cm, ce qui reflète une bonne minéralisation.

- **DBO₅ :**

La demande biochimique en oxygène représente la quantité d'oxygène nécessaire aux micro-organismes pour décomposer par oxydation les matières organiques contenues dans l'eau.

Les valeurs moyennes pour les trois rejets sont respectivement 468,25 ; 645 et 596 mg/l. Au vu des résultats obtenus, nous pouvons dire que nous sommes en présence d'une eau usée urbaine à prédominance domestique.

- **DCO :**

La demande chimique en oxygène représente la quantité d'oxygène nécessaire pour obtenir une bonne oxydation des matières organiques et minérales présentes dans l'eau.

Les résultats obtenus pour nos échantillons analysés pour les trois rejets sont respectivement 580 ; 996,5 et 708,7 mg/l, généralement inférieure à 750 mg/l sans inconvénient très sensible.

- **MES :**

Il est d'usage en traitement des eaux d'appeler « Matières en suspension », des impuretés séparables par filtration ou centrifugation.

Les matières en suspension se composent des matières organiques et minérales.

Les valeurs moyennes pour les trois points de rejets sont respectivement 245 ; 342 et 386 mg/l.

Ces valeurs montrent que les rejets analysés sont moyennement chargés en matières en suspension.

- **Nitrate (NO₃) :**

Les nitrates constituent le stade final de l'oxydation de l'azote. Ils sont l'un des éléments nutritifs majeurs des végétaux. Leur présence associée aux autres éléments nutritifs, stimule le développement de la flore aquatique.

Les teneurs moyennes obtenus pour nos échantillons analysés sont respectivement 18,1 ; 35,45 et 34,45 mg/l.

- **Azote total (Nt) :**

L'azote Kjeldhal total dans les eaux usées urbaines ne présente pas la totalité de l'azote, mais seulement ses formes réduites organiques et ammoniacales (NTK = N organique + N - NH₄). L'azote en générale dans les eaux usées urbaines provient principalement des urines humaines, les sels représentent environ le 1/10 de la quantité totale libérée.

Les valeurs moyennes de nos échantillons sont respectivement 103,62 ; 205 et 305 mg/l.

Les concentrations des eaux usées urbaines varient en générale entre 30 et 100 mg/l.

Les traitements habituels (floculation, filtration, etc.) permettent, sauf cas très particuliers, une élimination satisfaisante des composés azotés.

- **Métaux lourds :**

L'analyse chimique de notre échantillon fait apparaître que la totalité des produits toxiques se trouve sous forme de traces et par conséquent, il ne peut y avoir d'inhibition de l'épuration ou un effet toxique sur l'activité des micro-organismes épurateurs.

- **Biodégradabilité et nature du rejet :**

Les effluents biodégradables sont caractérisés par les paramètres suivants :

DCO/DBO < 2,5

DCO < 750 mg/l

Il est donc intéressant de vérifier la valeur du rapport DCO/DBO pour déduire la nature du rejet, nous prendrons les valeurs moyennes de la DBO et de la DCO.

Tableau N°20 : le rapport de DCO/DBO

Paramètres Concentrations	DCO (mg/l)	DBO ₅ (mg/l)	DCO/DBO ₅
Rejet N°01	580	468,25	1,23
Rejet N°02	996,5	645	1,54
Rejet N°03	708,7	596	1,18

Les valeurs du rapport DCO/DBO₅ sont respectivement 1,23 ; 1,54 et 1,18 pour les trois rejets, ces valeurs sont inférieures à 2,5.

- Donc on peut dire que les rejets du groupement contiennent des matières organiques biodégradables.

D'après les résultats d'analyses des eaux résiduaires du groupement on peut conclure la nature urbaine et la biodégradabilité de la pollution de ces eaux.

- D'où un simple traitement biologique donnera un bon résultat d'abattement de la charge organique.

IV.3. Besoins en eau

Les besoins en eau *potables à l'état actuel (2012)* du groupement et *pour les différentes catégories* sont représentées dans les tableaux ci après :

Tableau N°21:Estimation les besoin en eau des différentes catégories du groupement

catégories de consommateurs	Type de Besoins	Equipements	unité de Base	nombre	dotation (l/j/unité)	$Q_{moy,j}$ (m ³ /j)
Domestique	Domestique		Hab.	50627	150	7594,05
équipement publics	Scolaire	15 écoles primaires	Elève	11899	20	237.98
		08 C.E.M	Elève	7787	20	155.74
		05 LYCEE	Elève	4878	20	97.56
		03 C.F.P.A	stagiaire	421	20	8.42
	Administratif	Les 03 APC de groupement	employé	180	20	3.60
		02 Daïra (oued fodda et el karimia)	employé	90	20	1.80
		05 Siège de P.T.T	employé	60	20	1.20
		01 Sonalgaz	Employé	15	20	0.30
		sub. Hydraulique	employé	15	20	0.30
		02 Banque	employé	30	20	0.60
		Garde forestier	employé	15	20	0.30
		Suche	employé	15	20	0.30
		Inspection des forets	employé	15	20	0.30
		Trésor	employé	15	20	0.30

Tableau N° 22: Suite du Estimation des besoins en eau potables à l'état actuel (2012) pour les différentes catégories

catégories de consommateurs	Type d Besoins	Equipements	unité de base	nombre	dotation (l/j/unité)	$Q_{moy,j}$ (m^3/j)
équipement publics	Sanitaires	02 Salle de soins	patient	60	20	1,2
		02 Centre de santé	patient	100	20	2,00
		06 Polyclinique	patient	300	50	6,00
	Socioculturels	Centre culturel	Unité	1	200	0,20
		14 Mosquée.	Fideles	9500	10	95,00
		Piscine semi-olympique	Unité	1	8000	8,00
		03 stades communaux	vestiaire	3	2000	6,00
		Aire de jeux	Unité	2	500	1,00
		Maison de jeunes	Unité	2	200	0,4
	Commerciaux	12 Restaurant	Repas	1200	30	36,00
		Boulangerie	Unité	10	400	4,00
		Douche publique	Unité	10	5000	50,00
		Abattoir	Unité	1	4500	4,50
		Station d'essence	Unité	6	1000	6,00
		30 cafés	Clients	1500	10	15,00
Totales		-	-	-	-	8388.05

IV.3.1. Récapitulatif des besoins en eau à court, moyen et long terme

D'après les résultats des calculs, les besoins actuels en eau des équipements sont de 10% des besoins domestiques.

A ces besoins nous ajoutons 20% à l'horizon 2025 et 30% à l'horizon 2040 pour l'estimation des besoins en eau des équipements futurs.

Les besoins en eau du groupement sont représentés dans les tableaux ci après :

Tableau N°23 : les besoins en eau du groupement

Horizons	Population (hab)	Dotation (l/hab/j)	Besoins de la population (m^3/j)	Besoins des équipements (m^3/j)	Qc Total (m^3/j)
2012	50627	150	7594.05	794	8388.05
2025	63193	150	9478.95	952.8	10431.75
2040	81614	150	12242.1	1032.2	13274.3

IV.4. Estimation des débits des eaux usées

Les débits des eaux usées domestiques pour chaque horizon du projet sont déterminés sur la base des consommations en eau potable, en appliquant un taux de rejet de 80%. c'est à dire avec un coefficient de rejet **Crj = 0.8**

IV.4.1. Débit moyen journalier : Qmj (m^3/j).

Le débit moyen journalier est calculé selon la relation suivante : $Qmj = Qusé = Qc \cdot Crj$

IV.4.2. Débit moyen horaire : Qmh (m^3/h).

Il se calcul par la relation suivante : $Qmh = \frac{Qmj}{24}$

IV.4.3. Débit diurne : Qmd (m^3/h)

Le débit moyen diurne correspond à la période 16 h durant laquelle la station reçoit le plus grand volume d'eau usée. Soit : $Qmd = \frac{Qmj}{16}$

IV.4.4. Débit de pointe :**IV.4.4.1 Débit de pointe par temps sec : Qp,s (m^3/h)**

On le calcule par la formule suivante : $Qp,s = Kp \cdot Qmj$ avec Kp est coeff de pointe

➤ **Définition du coefficient de pointe Kp :**

Le débit d'eau usée dans la canalisation est sujet à des variations, celles-ci sont essentiellement influencées par la consommation d'eau. C'est là qu'intervient la notion de Coefficient de pointe qui permet d'estimer le pic de consommation à partir du débit moyen journalier, ce coefficient est calculé par les relations suivantes :

- $Kp = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Qmj}}$ Si $Qmj \geq 2,8 \text{ l/s.}$
- $Kp = 3$ Si $Qmj \leq 2,8 \text{ l/s.}$

IV.4.4.2. Débit de pointe par temps de pluie : $Qp,p = (3 \div 5) \cdot Qmj$

Pour notre station on optera pour une dilution de 3.

IV.5. Données de base pour le dimensionnement

- Sur la base des résultats obtenus des débits des eaux usées, la capacité en équivalent habitant de la future station d'épuration sera comme suit :

Avec :

$$EH = \frac{\text{Charge de la station d'épuration}}{\text{Rejet spécifique}}$$

Charge de la station = débit de rejet des eaux usées entrant dans la station d'épuration

Rejet spécifique = 80% de la dotation journalière

- Les données de base nécessaires pour le dimensionnement de la Station d'épuration sont enregistrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau N° 24 : Récapitulatif des principaux paramètres de dimensionnement

PARAMETRES	UNITES	HORIZONS	
		2025	2040
Capacité	Eq.Hab	69545	88495
Charge hydraulique			
- journalière	m ³ /j	8345,40	10619,44
- moyenne horaire(Q _{mh}) sur 24h	m ³ /h	347,73	442,48
- Diurne horaire (Q _{md}) sur 16h	m ³ /h	521,59	663,72
- coefficient de pointe		1,75	1,73
- pointe horaire en temps sec (Q _{ps})	m ³ /h	608,53	765,49
- pointe horaire en temps de pluie (Q _{pp} = 3Q _{mj})	m ³ /h	1043,19	1327,44
Charge polluante			
DBO₅			
- concentration correspondante	mg/l	544,38	544,38
- charge journalière	Kg/j	4543,07	5781,01
MES			
- concentration correspondante	mg/l	304,50	304,50
- charge journalière	Kg/j	2541,17	3233,62
N-NK			
- concentration correspondante	mg/l	164,18	164,18
- charge journalière	Kg/j	1370,15	1743,50

IV.5.1. les prétraitements

Le prétraitement englobe les opérations destinées à éliminer les éléments les plus Grossiers ainsi que les graisses et sable afin de protéger les ouvrages en aval. Les ouvrages de Prétraitement sont dimensionnés pour les deux horizons 2025 et 2040 en considérant les Débits de pluie.

IV.5.1.1. Dégrilleur :

L'installation du dégrillage est constituée, pour la première tranche de traitement de deux unités parallèles équipées d'une grille grossière automatique, suivie d'une grille fine.

Les reflués du dégrillage sont compactés et essorés pour réduire leur teneur en eau et limiter leur volume, puis transférés automatiquement vers les bennes de stockage.

L'installation du dégrillage doit être dimensionnée pour garantir la vitesse minimale de passage de l'eau brute (v) au débit de pointe de pluie (Qpp).

IV.5.1.1.1 Formules et lois permettant le dimensionnement :

- **Méthode de KRISHMER: [7]**

La largeur de la grille est donnée par l'expression: $L_g = S \cdot \sin \alpha / H_{\max} \cdot (1 - \beta) \cdot K$

Où :

L : largeur de la grille (m).

α : Angle d'inclinaison de la grille avec l'horizon ($\alpha = 60^\circ$).

H_{\max} : hauteur maximum d'eau admissible sur une grille $H_{\max} = (0,15-1,5)$ m.

β : Fraction de surface occupée par les barreaux.

K : coefficient de colmatage de la grille.

S : surface de passage de l'effluent ($S = Q_p/V$).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

Donc :

$$L_g = Q_{pp} \cdot \sin \alpha / V \cdot H_{\max} \cdot (1 - \beta) \cdot K$$

A. Horizon 2025

⇒ Grille grossière

$\alpha = 60^\circ$.

$$Q_{pp} = 3 \cdot Q_{mj} = 1043,19 \text{ m}^3/\text{h} = 0,29 \text{ m}^3/\text{s}$$

On prend: $V = 1 \text{ m/s}$.

$H_{\max} = 1 \text{ m}$.

$K = 0,5$ (grille automatique).

$$\beta = e/e+d = 2/8+2 = 0,2 \quad \text{Avec :}$$

Pour grille grossière on a d : espacement des barreaux ($d=5\text{à}10 \text{ cm}$)
 e : épaisseur des barreaux ($e=2 \text{ cm}$)

$$\text{Donc : } L_g = 0,29 \times \sin 60^\circ / 1 \times 1 (1 - 0,2) \times 0,5 \quad L_g = 0,63 \text{ m}$$

⇒ Grille fine

$$\beta = e/e+d = 1/1+0,9 = 0,53 \quad \text{Avec :}$$

Pour grille fine on a d : espacement des barreaux ($d=0,3\text{à}1 \text{ cm}$)
 e : épaisseur des barreaux ($e=1 \text{ cm}$)

$$L_g = 0,29 \times \sin 60^\circ / 1 \times 1 (1 - 0,53) \times 0,5 \quad L_g = 1,07 \text{ m.}$$

B. Horizon 2040

⇒ Grille grossière

$\alpha = 60^\circ$.

$$Q_p = 0,37 \text{ m}^3/\text{s}$$

$V = 1 \text{ m/s}$

$H_{\max} = 1 \text{ m}$.

$K = 0,5$ (grille automatique).

$$\beta = e/e+d = 2/2+8 = 0,2$$

$$L_g = 0,37 \sin 60^\circ / 1 \times 1 (1 - 0,2) \times 0,5 \quad L_g = 0,80 \text{ m.}$$

⇒ Grille fine

$$\beta = 1/1+0,9 = 0,53$$

$$L_g = 0,37 \times \sin 60^\circ / 1 \times 1 (1 - 0,53) \times 0,5 \quad L_g = 1,36 \text{ m.}$$

-le calcul de la longueur :

On a une hauteur de grille de 1m

$$\text{Sin}(\alpha) = H/B \text{ alors } B = H/\text{Sin}(\alpha) = 1/\text{Sin}60$$

$$B = 1,15 \text{m}$$

-Calcul des pertes de charge :

Pour le calcul du dégrilleur KRISHMER a établi une formule donnant la perte de charge dans une grille en fonction du coefficient de forme des barreaux et l'angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontal.

L'expression des pertes de charges est donnée comme suit :

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

avec:

ΔH : perte de charge(m).

d : espacement entre les barreaux (cm).

g : accélération de la pesanteur (m/s^2).

α : angle d'inclinaison de la grille.

e : épaisseur des barreaux.

β : coefficient dépendant de la forme des barreaux.

$$\beta = 2,42 \text{ Pour les barreaux rectangulaires ;}$$

$$\beta = 1,79 \text{ Pour les barreaux circulaires ;}$$

⇒ La grille grossière :

On a :

$$\beta = 1,79 \text{ (Barreaux de section circulaire) [7].}$$

$$d = 8 \text{cm}, e = 2 \text{cm}, \alpha = 60^\circ, V = 1 \text{m/s}$$

Donc :

$$\Delta H = 1,79 \left(\frac{2}{8} \right)^{\frac{4}{3}} \frac{(1)^2}{2,9,81} \text{Sin}60^\circ = 0,012 \text{m}$$

⇒ La grille fine :

$$\text{On a : } \beta = 1,79 \text{ (barreaux de section circulaire)}$$

$$d = 1 \text{cm}, e = 0,9 \text{cm}, \alpha = 60^\circ, V = 1 \text{m/s}$$

Donc :

$$\Delta H = 1,79 \left(\frac{1}{0,9} \right)^{\frac{4}{3}} \frac{(1)^2}{2,9,81} \text{Sin}60^\circ = 0,09 \text{m}$$

Tableau N°25: Résultats du dimensionnement des grilles

Dégrilleur	Horizon 2025		Horizon 2040	
	Grille grossière	Grille fine	Grille grossière	Grille fine
La largeur L (m)	0,63	1,07	0,80	1,36
La perte de charge ΔH (cm)	0,012	0,09	0,012	0,09
La longueur B(m)	1,15	1,15	1,15	1,15

IV .5.1.2. Déssableur - dégraisseur:

Le sable sera éliminé dans un bassin de dessablage.

Les grains de sable sont déposés au point le plus bas de l'ouvrage. L'aération du déssableur est assurée par un suppresseur; le relevage des sables est prévu par un air- lift fournit en air également à partir du suppresseur, ou par des pompes à sable, et le fonctionnement de l'air lift sera temporisé de manière à correspondre à la production de sable. Les sables relevés seront rejetés dans le classificateur des sables. Un pont roulant permettra le raclage des huiles et les graisses. [7]

IV.5.1.2 .1.Calcul du Déssableur - dégraisseur: [7]

Le bassin de dessablage- dégraissage est du type longitudinal aéré avec insufflation d'air à la partie inférieure.

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

$$\frac{L}{H} \leq \frac{V_e}{V_s}$$

Ve : Vitesse d'écoulement $V_e = 0,10$ à $0,50$ m/s.

Vs : Vitesse de sédimentation $V_s = 40$ à 70 m/h

L : longueur du bassin.

H : profondeur du bassin $H = 2,5$ m.

Le déssableur - dégraisseur doit être dimensionné avec l'un des rapports suivant: $L/H=10$ à 15 .

$B/H = 3$; avec B: largeur du bassin.

IV.5.1.2.2. Base de dimensionnement du déssableur:

Le dimensionnement s'effectue selon les formules suivantes:

➤ **La section horizontale:** $S_h = \frac{Q_p}{V_s}$

➤ **On utilise le rapport :** $\frac{B}{H} = 3$

IV.5.1.2.2.1. Critères de dimensionnement pour le déssableur:

Temps de séjour, $t_s = 4$ min.

Vitesse de sédimentation, $V_s = 60$ m/h.

Vitesse horizontale, $V_e = 0,3$ m/s.

IV.5.1.2.2.2. Critères de dimensionnement pour le dégraisseur:

Temps de séjour, $t_s = 4$ min.

Vitesse de sédimentation, $V_s = 30$ m/h.

➤ **A l'horizon 2025**

▪ **Section horizontale S_h :** $Q_p = 0,29 \text{ m}^3/\text{s}$

$$S_h = \frac{Q_p}{V_s} = \frac{0,29 * 3600}{60} = 17,40 \text{ m}^2$$

▪ **La largeur B:** On prend :

$$\text{La hauteur } H=2 \text{ m} ; \frac{B}{H} = 3 \quad \text{Donc :} \quad B=6 \text{ m}$$

■ La longueur L :

$$L = \frac{S_h}{B} = \frac{17,40}{6} = 2,9m \quad L = 3m$$

■ Le volume :

$$V = S_h \cdot H = 17,40 \cdot 2 = 34,8m^3 \quad V = 34,8m^3$$

Calcul des besoins en air :

La quantité d'air à insuffler varie de 1 à 1,5 m^3 d'air/ m^3 d'eau. $Q_{air} = Q_p \cdot V$

Tel que : V est le volume d'air à injecter (1,5 m^3 d'air/ m^3 d'eau)

$$Q_{air} = 0,29 \cdot 1,5 = 0,435m^3 d'air / s$$

$$Q_{air} = 1566m^3 d'air / h \quad [9]$$

➤ **A l'horizon 2040**

Pour cet horizon, on doit prévoir un second dessableur dont le débit sera la différence des débits des deux horizons :

$$Q_p = Q_{p(2040)} - Q_{p(2025)} = 0,37 - 0,29$$

$$Q_p = 0,08m^3 / s$$

Pour le dimensionnement, on prend :

$$V_e = 0,3m / s$$

$$V_s = 60m / h = 0,017m / s. \quad H = 1m.$$

$$\text{➤ Section horizontale : } S_h = \frac{Q_p}{V_s} = \frac{0,08}{0,016} \quad S_h = 5m^2$$

➤ **Largeur du déssableur :**

On prend : La hauteur $H=1m$, $\frac{B}{H} = 3$ Donc : $B=3m$

$$\text{➤ Longueur du déssableur : } L = \frac{S_h}{B} = \frac{5}{3} = 1,67m \quad L = 2m$$

➤ **Volume du bassin :**

$$V = S_h \cdot H = 5m^2 \quad V = 5m^3$$

➤ **Le volume d'air à insuffler dans le dessableur :**

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

$$q_{air} = Q_p \cdot V$$

Tel que : V est le volume d'air à injecter (1,5 m^3 d'air/ m^3 d'eau)

$$q_{air} = 0,08 \cdot 1,5 = 0,12m^3 d'air / s$$

$$q_{air} = 432m^3 d'air / h$$

Tableau récapitulatif des résultats concernant les dimensions du déssableur-déshuileur

Dans le tableau c'est dessous :

Tableau N°26 : Dimensions du déssableur-déshuileur

dimensions	unité	2025	2040
- Longueur	m	3	2
- Largeur	m	6	3
- Hauteur	m	2	1
- Volume	m^3	34,80	5
- Quantité d'air	m^3/h	1566	432

Remarque :

Le déshuileage se déroule en même temps que le dessablage (c'est un ouvrage combiné), les huiles sont piégées dans une zone de tranquillisation à partir de laquelle elles sont raclées en surface.

IV. .5.1.2.3. Calcul des quantités des matières éliminées par le déssableur :

On sait que le dessablage élimine dans les environs de 70% des matières minérales Celles-ci représentent 30% des MVS.

A. Horizon 2025 :

- La charge en MES à l'entrée de dessableur est $MES=2541,17 \text{ Kg/j}$
- Les matières volatiles en suspension MVS contenues dans les MES sont :

$$MVS= 2541,17*0,7=1778,82 \text{ Kg/j}$$

- Les matières minérales contenues dans les MES sont :

$$MM= 2541,17*0,3=762,35 \text{ Kg/j}$$

- Les matières minérales éliminées :
Un déssbleur permet d'éliminer 70% des matières minérales totales

$$MM_e=762,35*0,70= 533,65 \text{ Kg/j}$$

- Les matières minérales à la sortie de dessableur :

$$MM_S= MM-MM_e= 762,35-533,65=228,70 \text{ Kg/j}$$

- Les MES à la sortie de dessableur: $MES_S= MVS+ MM_S= 1778,82+ 228,70$
 $MES_S= 2007,52 \text{ Kg/j}$

B-horizon 2040:

- La charge en MES à l'entrée de dessableur est $MES= 3233,62 \text{ Kg/j}$
- Les matières volatiles en suspension MVS contenues dans les MES sont :

$$MVS= 3233,62*0,7= 2263,53 \text{ Kg/j}$$

- Les matières minérales contenues dans les MES sont :

$$MM=3233,62*0,3= 970,09 \text{ Kg/j}$$

- Les matières minérales éliminées :
Un déssbleur permet d'éliminer 70% des matières minérales totales

$$MM_e= 970,09*0,7=679,06 \text{ Kg/j}$$

- Les matières minérales à la sortie de dessableur :

$$MM_s = MM - MM_e = 970,09 - 679,06 = 291,03 \text{ Kg/j}$$

- Les MES à la sortie de dessableur:

$$MES_s = MVS + MM_s = +2263,53 + 291,03$$

$$MES_s = 2554,56 \text{ Kg/j}$$

IV.5. 2.Traitement primaire:

Les traitements primaires sont représentés par le phénomène de décantation, qui est une séparation solide-liquide, elle consiste en une élimination en matières en suspension dont la densité est supérieure à celle de l'eau ; l'eau usée préalablement dégraillée et dessablée, contient encore des matières organiques et minérales décantables, qui vont subir une décantation.

IV.5.2.1. Dimensionnement du décanteur primaire :

A. Horizon 2025 :

Pour notre cas, on a choisi un décanteur circulaire pour des raisons économiques

➤ Données pour le calcul du décanteur :

Le calcul du décanteur primaire se fera en fonction de la vitesse de chute limitée des particules et du temps de séjours de l'effluent et la charge d'effluent en pollution. le temps de séjours est compris entre 1 et 2 heures. [11]

La vitesse limitée est donnée par la relation : [9]

$$K = Q_{pte}/Q_{moy}$$

Tableau N°27 : Les valeurs de la vitesse limite en fonction de Q_{moy}

$K = Q_{pte}/Q_{moy}$	2.5	3	5	8	10
$V_{limite} (\text{m/h})$	2	2.5	3.75	5	6

Où : Q_{pte} : débit de pointe par temps sec. (m^3/h)

Q_{moy} : débit moyen horaire. (m^3/h)

$$\left. \begin{array}{l} Q_{ptep} : 1043,19 \text{ m}^3/\text{h} \\ Q_{moy} : 347,73 \text{ m}^3/\text{h} \end{array} \right\} \Rightarrow K = \frac{1043,19}{347,73} = 3$$

D'après le tableau la valeur de V_{limite} est : $V_{limite} = 2,5 \text{ m/h}$

■ Calcul de la surface horizontale S_h :

$$S_h = \frac{Q_{pte}}{V_{limite}} = \frac{1043,19}{2,5} = 417,28 \text{ m}^2 \Rightarrow S_h = 417,28 \text{ m}^2$$

- **Calcul du volume V:** $V = Q_{Pte} * t_s$

D'où : t_s est le temps de séjours $1h < t_s < 2h$

On prend : $t_s = 1h$. $\rightarrow V = 1043,19 * 1 \rightarrow V = 1043,19 m^3$

- **Calcul de la hauteur du bassin H :**

$$H = \frac{V}{S_h} = \frac{1043,19}{304,27} = 2m \rightarrow H = 3 m$$

- **Calcul du diamètre du décanteur D:**

$$D = \sqrt{\frac{4V}{\pi H}} = \sqrt{\frac{4 * 1043,19}{3,14 * 2}} = 25,77m \quad \text{en prend } D = 26m$$

- **Calcul du temps de séjours t_s :**

$$t_s = V/Q_i$$

D'où : V : Volume du décanteur m^3

Q_i : Débit considérer m/h .

- pour le débit moyen horaire

$$t_s = V / Q_{moy} = 1043,19 / 347,73 = 3h$$

- pour le débit de pointe par temps sec :

$$t_s = V / Q_{pte} = 1043,19 / 608,53 = 1h43min$$

- **Calcul des charges hydrauliques C_{hyd} :** $C_{hyd} = Q_i/S$

- pour le débit moyen horaire : $C_{hyd} = 347,73 / 417,28 = 0,83 m/h$.

- pour le débit de pointe par temps sec : $C_{hyd} = 608,53 / 417,28 = 1,46 m/h$.

B.Horizon 2040 :

$$Q_{pte} = Q_{p2040} - Q_{p2025} = 1327,44 - 1043,19 \rightarrow Q_{pte} = 284,25 m^3/h$$

$$Q_{moy} = Q_{my2040} - Q_{my2025} = 442,48 - 347,73 \rightarrow Q_{moy} = 94,75 m^3/h$$

$$\rightarrow K = \frac{284,25}{94,75} = 3$$

D'après le tableau la valeur de V_{limite} est : $V_{limite} = 2,5 m/h$

- **Calcul de la surface horizontal S_h :**

$$S_h = \frac{Q_{pte}}{V_{limite}} = \frac{284,25}{3} = 94,75 m^2 \rightarrow S_h = 94,75 m^2$$

- **Calcul du volume V:** $V = Q_{Pte} * t_s$

D'où : t_s est le temps de séjours

On prend : $t_s = 1h$.

1 h < t_s < 2 h

Donc: $V = 284,25 * 1 \Rightarrow V = 284,25 \text{ m}^3$

▪ **Calcul de la hauteur du bassin H:**

$$H = \frac{V}{S_h} = \frac{284,25}{94,75} = 3m \Rightarrow H = 3 \text{ m}$$

▪ **Calcul du diamètre du décanteur D:**

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 284,25}{3,14 \cdot 2}} = 13,45m \approx 14$$

▪ **Calcul du temps de séjours t_s :**

$$t_s = V/Q_i$$

D'où :

V : Volume du décanteur m^3

Q_i : Débit considérer m / h .

- pour le débit moyen horaire

$$t_s = V / Q_{\text{moy}} = 284,25 / 94,75 = 3h$$

- pour le débit de pointe par temps sec :

$$t_s = V / Q_{\text{pte}} = 284,25 / 156,96 = 1h49\text{min}$$

▪ **Calcul des charges hydrauliques C_{hyd} :** $C_{\text{hyd}} = Q_i / S_h$

- pour le débit moyen horaire $C_{\text{hyd}} = 94,75 / 94,75 = 1 \text{ m/h}$

- pour le débit de pointe par temps sec : $C_{\text{hyd}} = 156,96 / 94,75 = 1,66 \text{ m/h}$

IV.5.2.2.Calcul de la quantité des boues éliminées:

On sait que la décantation primaire permet l'élimination de :

35% de DBO_5

60% de MES

A. Horizon 2025

➤ **Charge à l'entrée du décanteur :**

$$\text{DBO}_5 = 4543,07 \text{ Kg/j}$$

$$\text{MES} = 2007,52 \text{ Kg/j}$$

➤ **Les charges éliminées par la décantation primaire :**

$$\text{DBO}_{5\text{ e}} = 0,35 \cdot \text{DBO}_5' = 0,35 * 4543,07 = 1590,07 \text{ Kg/j}$$

$$\text{MES e} = 0,6 \cdot \text{MES}' = 0,6 * 2007,52 = 1204,51 \text{ Kg/j}$$

$$\text{MM e} = 0,3 \cdot \text{MES e} = 0,3 * 1204,51 = 361,35 \text{ Kg/j}$$

$$MVS_e = 0,7 \cdot MES_e = 0,7 \cdot 1204,51 = 843,16 \text{ Kg/j}$$

➤ Les charges à la sortie du décanteur primaire :

$$MES_s = MES - MES_e = 2007,52 - 1204,51 = 803,01 \text{ Kg/j}$$

$$DBO_5 = DBO_5 - DBO_{5e} = 4543,07 - 1590,07 = 2953 \text{ Kg/j}$$

$$MM_s = 0,3 \cdot MES_s = 0,3 \cdot 803,01 = 240,90 \text{ Kg/j}$$

$$MVS_s = 0,7 \cdot MES_s = 0,7 \cdot 803,01 = 562,11 \text{ Kg/j}$$

A. Horizon 2040

➤ Charge à l'entrée du décanteur :

$$DBO_5 = 5781 \text{ Kg/j}$$

$$MES = 2554,56 \text{ Kg/j}$$

➤ Les charges éliminées par la décantation primaire :

$$DBO_{5e} = 0,35 \cdot DBO_5 = 0,35 \cdot 5781 = 2023,35 \text{ Kg/j}$$

$$MES_e = 0,6 \cdot MES = 0,6 \cdot 2554,56 = 1532,74 \text{ Kg/j}$$

$$MM_e = 0,3 \cdot MES_e = 0,3 \cdot 1532,74 = 459,82 \text{ Kg/j}$$

$$MVS_e = 0,7 \cdot MES_e = 0,7 \cdot 1532,74 = 1072,92 \text{ Kg/j}$$

➤ Les charges à la sortie du décanteur primaire :

$$MES_s = MES - MES_e = 2554,56 - 1532,74 = 1021,82 \text{ Kg/j}$$

$$DBO_{5s} = DBO_5 - DBO_{5e} = 5781 - 2023,35 = 3757,65 \text{ Kg/j}$$

$$MM_s = 0,3 \cdot MES_s = 0,3 \cdot 1021,82 = 306,55 \text{ Kg/j}$$

$$MVS_s = 0,7 \cdot MES_s = 0,7 \cdot 1021,82 = 715,28 \text{ Kg/j}$$

Tableau N°28: récapitulatif des résultats des calculs du décanteur :

Décanteur primaire	unité	2025	2040
Nombre de décanteur		1	1
Volume	m ³	1043,19	284,25
Surface horizontale	m ²	417,28	94,75
Diamètre	m	26	14
Hauteur	m	3	3

IV.5.3.Traitement secondaire : [7] ;[10]

IV.5.3.1.Choix de la variante :

Pour le dimensionnement de la station d'OUED FODDA, on a proposé deux variantes, le premier est à moyenne charge et la deuxième est à faible charge.

Pour commencer on va procéder à une étude comparative entre ces deux variantes :

A. Étude de la variante à moyenne charge :

➤ La charge massique (Cm) :

C'est le rapport de la pollution exprimé en DBO_5 entrant par unité de masse de boues présentées.

$$Cm = \frac{DBO_5 \text{ entrée (Kg / j)}}{\text{masse du MVS dans le bas sin (Kg)}} = \frac{L_0}{Xa.V} = \frac{L_0}{Xt} (KgDBO_5 / Kg.MVS.j)$$

Pour le traitement à moyenne charge nous avons :

$$0,2 < Cm < 0,5 \text{ Kg } DBO_5 / \text{Kg.MVS.}[10]$$

➤ La charge volumique (Cv) :

C'est le rapport de la pollution par unité de volume du bassin.

$$Cv = \frac{DBO_5 \text{ entrée (Kg / j)}}{\text{volume du bassin (m}^3\text{)}} = \frac{L_0}{V} (KgDBO_5 / m}^3\text{j})$$

Pour le traitement à moyenne charge : $0,6 < Cv < 1,5 \text{ Kg } DBO_5 / m}^3\text{.}[8]$

Le calcul de la station sera basé sur la valeur suivante de Cm: $Cm = 0,5 \text{ Kg } DBO_5 / \text{Kg MVS.j}$

IV.5.3.2.Bassin d'aération:

Le dimensionnement du bassin d'aération se fait sur la base des critères de base de charge massique (quantité de pollution organique exprimée en DBO_5 apportée par jour dans le bassin par rapport à la quantité de boues présente dans le bassin), et de charge volumique (quantité de DBO_5 apportée par volume du bassin) et d'autres paramètres intervenant dans le dimensionnement des ouvrages sont le temps de séjour de l'effluent dans le bassin et l'âge des boues qui doit être suffisamment grand pour assurer la stabilisation des boues.

IV.5.3.3. Dimensionnement du bassin d'aération : [7]

A. Horizon 2025:

- Débit moyen journalier $Q_{moy,j} = 8345,40 \text{ m}^3/\text{j}$
- Débit moyen horaire $Q_{moy,h} = 347,73 \text{ m}^3/\text{h}$
- Débit de pointe par temps de pluies $Q_{pte} = 1043,19 \text{ m}^3/\text{h}$
- Débit diurne $Q_d = 521,59 \text{ m}^3/\text{h}$
- Charge polluante à l'entrée du bassin $L_0 = 2953 \text{ Kg/j}$
- $Cm = 0,5 \text{ Kg } DBO_5 / \text{Kg MVS.j}$

▪ Calcul de la concentration de l'effluent en DBO_5 (So) :

$$S_0 = \frac{L_0}{Qj} = \frac{2953}{8345,40} \times 10^3 = 353,85 \text{ mg/l} \quad S_0 = 353,85 \text{ mg/l}$$

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

On prend $S_f = 30 \text{ mg/l}$ d'après L.O.M.S

$$L_f = S_f * Qj = \frac{30 * 8345,40}{10^3} = 250,36 \text{ kg / j} \quad L_f = 250,36 \text{ kg/j}$$

■ Calcul de la charge à éliminée L_e :

$$L_e = L_0 - L_f = 2953 - 250,36 = 2702,64 \text{ kg/j}$$

$$L_e = 2702,64 \text{ kg/j}$$

■ Le rendement d'épuration R :

$$R = \frac{L_0 - L_f}{L_0} = \frac{2953 - 250,36}{2953} = 91,52 \%$$

$$R = 91,52 \%$$

■ Calcul du volume du bassin d'aération V :

On prend : $C_v = 1,1$

$$V = L_0 / C_v \iff V = 2953 / 1,1 \iff V = 2684,55 \text{ m}^3$$

Pour dimensionner le bassin d'aération on doit considérer les relations de TABASSARAN

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 < \frac{b}{H} < 1,5 \\ 3 < H < 5 \text{ m} \\ 1 < \frac{L}{b} < 5 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{D'où ; } L : \text{longueur du bassin} \\ H : \text{hauteur du bassin} \\ b : \text{largeur du bassin} \end{array}$$

■ Calcul de la section horizontale S_h :

On suppose deux bassins d'aération identiques de hauteur $H = 5\text{m}$

$$S_h = \frac{V}{2H} = \frac{2684,55}{2 * 5} = 268,45 \text{ m}^2 \quad S_h = 268,45 \text{ m}^2$$

■ Calcul de la largeur du bassin b :

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b/H = 1,5 \\ H = 5 \text{ m} \end{array} \right. \quad \Rightarrow \quad b = 5 * 1,5 \quad b = 7,5 \text{ m}$$

■ Calcul de la longueur du bassin L :

$$\text{On a : } L = S_h / b = 268,45 / 7,5 \quad L = 36 \text{ m}$$

■ Vérification des conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} L/b = 36 / 7,5 = 4,77 \\ b/H = 7,5 / 5 = 1,5 \end{array} \right. \quad \Rightarrow \quad \text{Conditions vérifiées}$$

■ La masse des boues dans les bassins X_t :

Soit : $C_m = 0,5 \text{ kg DB0}_5 / \text{kg MVS/j}$

$$X_t = \frac{L_0}{C_m} = \frac{2953}{0,5} = 5906 \text{ kg} \quad X_t = 5906 \text{ kg}$$

■ La concentration des boues dans le bassin d'aération X_a :

$$X_a = \frac{X_t}{V} = \frac{5906}{2684,55} = 2,2 \text{ g/l} \quad X_a = 2,2 \text{ g/l}$$

■ Calcul du temps de séjours ts :

- Pour le débit moyen horaire:

$$t_s = \frac{V}{Q_{moy}} = \frac{2684,85}{347,73} = 7,72h \quad t_s = 7,72 \text{ h}$$

- Pour le débit de pointe :

$$t_s = \frac{V}{Q_{pte}} = \frac{2684,85}{608,53} = 4,41h \quad t_s = 4,41 \text{ h}$$

- Pour le débit diurne :

$$t_s = \frac{V}{Q_d} = \frac{2684,85}{521,59} = 5,15h \quad t_s = 5 \text{h} 9 \text{min}$$

IV.5.3.4. Calcul des besoins en oxygène $Q(O_2)$:

La consommation d'oxygène résulte donc deux phénomènes :

1. L'oxydation des matières organiques apportées par l'eau est proportionnelle à la DBO5 éliminée.
2. La dégradation de la matière vivante est proportionnelle au poids de matière vivante dans l'aérateur.

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

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

Ou :

L_e : la charge (DBO5) éliminée (kg/j).

X_t : la masse totale des boues dans le bassin (kg) ou : X_t

a' , b' : coefficients respiratoires ou :

a' : coefficient déterminant la fraction d'oxygène consommé pour fournir l'énergie du système de la matière Vivante $0.5 < a' < 0.65$.

a' est en fonction de la charge massique pour notre cas : $a' = 0.5$

b' : fraction d'oxygène correspondant à la quantité de matière détruite par endogène pour fournir l'énergie d'entretien. $b' = 0.1$

Tableau N°29 : Charge massique en fonction de a' : [2]

Charge massique	0,09	0,1	0,15	0,2	0,3	0,4	0,5
a'	0,66	0,65	0,63	0,59	0,56	0,53	0,5
b'	0,06	0,07	0,075	0,08	0,085	0,09	0,1 à 1,2

$$Q(O_2) = 0.5 * 2702,64 + 0.1 * 5906 = 1941,92 \text{ kg/j}$$

$$Q(O_2) = 1941,92 \text{ kg/j}$$

- Quantité d'oxygène horaire $Q(O_2)_h$:

$$Q(O_2)_h = \frac{Q(O_2)}{24} = \frac{1941,92}{24} = 80,91 \text{ kgO}_2 / h \quad Q(O_2)_h = 80,91 \text{ kgO}_2/h$$

- Quantité d'oxygène par 1 m^3 du bassin $Q(O_2)'$:

$$Q(O_2)' = \frac{Q(O_2)}{V} = \frac{1941,92}{2684,85} = 0,72 \text{ kgO}_2 / m^3 j \quad Q(O_2)' = 0,72 \text{ kgO}_2/m^3 j$$

- Quantité d'oxygène en cas de pointe $Q(O_2)_{pte}$:

$$Q(o_2)_{pte} = \left(a \times \frac{L_e}{t_d} \right) + \left(b \times \frac{X_e}{24} \right) \text{ avec ; } t_d = 16$$

$$Q(o_2)_{pte} = \left(0.5 \times \frac{2702,64}{16} \right) + \left(0.1 \times \frac{5906}{24} \right) \quad Q(o_2)_{pte} = 109,07 \text{ kg/h}$$

- **Le besoin réel de pointe en oxygène $Q(O_2)_{real pte}$:**

Le passage des conditions théoriques aux conditions réelles s'effectue à l'aide des coefficients correcteurs.

$$Q(o_2)_{real pte} = \frac{Q(o_2)_{pte}}{\beta \times \alpha} \quad Q(o_2)_{real pte} = \frac{109,07}{0.85 \times 0.8}$$

on a $\alpha = 0,8$

$\beta = 0,85$

$$Q(O_2)_{real pte} = 160,39 \text{ kgO}_2/\text{h}$$

IV.5.3.5. Les différents systèmes d'aération : [7]

La différence entre les systèmes d'aération résulte essentiellement du mode d'introduction d'air :

1. Aération par insufflation d'air (air comprimé), ou l'insufflation d'air dans l'eau se fait à différentes profondeurs de bassin ; l'insufflation est réalisée au moyen de compresseurs.
2. Aération de surface : en utilisé des aérateurs créant une zone de turbulence, à la surface de l'eau, l'air est injecté au niveau de la zone de turbulence.

Le choix du système d'aération est porté sur l'aération de surface.

IV.5.3.6. Détermination les caractéristiques de l'aération:

- **Calcul de la puissance d'aération nécessaire P_n :**

$$1.5 \leq P_a \leq 1.9 \text{ kgO}_2/\text{kwh}$$

$$P_n = \frac{Q(O_2)_{real pte}}{P_a} = \frac{16039}{1,5} \quad P_n = 106,93 \text{ kw}$$

- **Puissance de brassage P_b :**

$$P_{abs} = (70 \div 80) \text{ w/m}^2$$

P_{abs} : puissance absorbée par m^2 du bassin (w/m^2) $P_{abs} = 80 \text{ w/m}^2$

$$P_b = S_h * P_{abs} = 268,45 * 80 = 21,48 \text{ KW.}$$

- **Calcul du nombre d'aération dans le bassin N_a :**

$$N_a = \frac{P_n}{P_b} = \frac{106,93}{21,48} \quad N_a = 5 \text{ aérateurs}$$

- **Besoin en énergie de l'aérateur E :**

Dans les conditions normales, l'apport spécifique en énergie des aérateurs est de :

1,5 Kg O₂/Kwh .

$$E = Q(O_2)_{real pte} / 1,5 = 160,39 / 1,5$$

$$E = 106,93 \text{ Kwh /h}$$

IV.5.3.7. Bilan des boues ΔX : [10]; [7]

La quantité des boues en excès : est la masse à extraire pour maintenir le système en équilibre par jour: $\Delta X = (a_m \times L_e) + X_{\min} + X_{dur} - (b \times X_t) - X_{eff}$

Avec :

X_{\min} : boues minérales.

X_{dur} : boues difficilement biodégradables, évaluées à (fxMVS), pour le système à moyenne charge $0.3 < f < 0.35$.

a_m : coefficient du rendement cellulaire, pour les boues synthétiques ; $0.53 < a_m < 0.56$

b : fraction de boues détruites par auto oxydation ; $b = b' / 1.42 = 0.1 / 1.42 = 0.07$

X_t : masse totale en MVS dans le bassin.

X_{eff} : boues sortantes avec l'effluent de $DBO_5 = 30 \text{ mg/l}$.

À la sortie du décanteur primaire, la charge journalière en M.E.S est:

$$MES_S = 803,01 \text{ kg/j.}$$

$$X_{\min} = 240,90 \text{ kg/j}$$

$$X_{dur} = 0.3 \times 562,11 = 168,63 \text{ kg/j}$$

$$a_m \times L_e = 0.53 \times 2702,64 = 1432,40 \text{ kg/j.}$$

$$X_{eff} = 30 \times 10^{-3} \times Q_j = 30 \times 10^{-3} \times 8345,40 = 250,36 \text{ kg/j}$$

$$\Delta X = 1432,40 + 240,90 + 168,63 - (0.07 * 5906) - 250,36 \quad \Delta X = 1175,65 \text{ kg/j}$$

- **Calcul de la concentration des boues en excès:**

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

Avec : X_m : Concentration de boues en excès

I_m : L'indice de Mohlman

I_m : Indique la bonne décantabilité des boues s'il se trouve dans la fourchette : $(100 \div 150)$

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 : $I_m = 120$

$$X_m = \frac{1200}{120} \quad \Rightarrow X_m = 10 \text{ Kg/m}^3$$

- **Le débit de boues en excès $Q_{excés}$:**

$$\text{Ce débit est donné par : } Q_{excés} = \frac{\Delta X}{X_m} = \frac{1175,65}{10}$$

$$Q_{excés} = 117,57 \text{ m}^3 / \text{j} = 4,9 \text{ m}^3/\text{h}$$

- **Le débit spécifique par m^3 de bassin : $q_{sp} = \frac{\Delta X}{V}$** avec : V : Volume de bassin

$$\text{Donc : } q_{sp} = \frac{1175,65}{2684,55} \quad q_{sp} = 0,44 \text{ Kg/m}^3 \cdot \text{j}$$

- **Le débit des boues recyclées :**

La recirculation des boues se fait par pompage. Elle consiste à extraire les boues activées du fond de clarificateur et les envoyer en tête du bassin d'aération, afin de réensemencer celui-ci et d'y maintenir une concentration sensiblement constante en micro-organismes épurateurs.

Si la quantité de boues recyclées est insuffisante, le volume des boues stockées dans le décanteur secondaire est trop important, ce qui provoque une carence en oxygène, dans une anaérobiose et dans certains cas on assiste au phénomène de dénitrification avec une remontée des boues à la surface.

Si elle est trop importante, la clarification est perturbée.

Le taux de recyclage peut varier de 15 à 100% de débit de l'effluent produit

$$\text{Il est donné par l'expression suivante : } R = \frac{100[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]}$$

R : taux de recyclage(%)

[X_a] : concentration des boues dans le bassin = 2.2 Kg/m³

Donc :

$$R = \frac{100 * 2.2}{\frac{1200}{120} - 2.2} \quad \mathbf{R=28.21 \%}$$

- **Le débit des boues recyclées Q_r :**

$$Q_r = R \cdot Q_j$$

$$\text{Donc : } Q_r = 0,2821 * 8345,40$$

$$Q_r = 2353,83 \text{ m}^3 / \text{j}$$

- **Age des boues A_b :**

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

$$\text{Donc : } A_b = \frac{X_t}{\Delta X} = \frac{5906}{1175,65} = 5,02 \text{ jours.}$$

A_b = 5 jours et 30 minutes.

IV.6. Décanteur secondaire (clarificateur) :

Le clarificateur a pour but, la séparation de floc biologique de l'eau épurée.

Les boues déposées dans le clarificateur sont recerclées vers le bassin d'aération afin d'y maintenir une concentration quasi constante en bactéries et les boues en excès sont évacuées vers les installations de traitement de boues (épaississement, déshydratation).

L'efficacité d'un décanteur est fonction de sa forme. Les meilleurs résultats sont obtenus dans les ouvrages circulaires à fond fortement incliné (50° au moins sur l'horizontal).

Alors, on opte pour un décanteur circulaire à fond incliné, 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, [8] ; [9]

IV.6.1. Dimensionnement du décanteur secondaire (clarificateur):

Le principe de calcul du décanteur secondaire (clarificateur) est le même que celui du décanteur primaire. [7]

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

Le temps de séjour : $t_s = (1 \div 2) \text{ heures}$ on prend $t_s = 1,2 \text{ h}$. [12]

La vitesse ascensionnelle : $2,5 \leq V_a \leq 3 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$; on prend $V_a = 2,5 \text{ m/h}$

Le débit : $Q_{pte} = 1043,19 \text{ m}^3/\text{h}$.

- Le volume du décanteur :**

$$V = Q_{pte} \cdot t_s = 1043,19 \times 1,2 \quad V = 1251,83 \text{ m}^3$$

On prend deux décanteur : donc $V' = V/2 = 625,91 \text{ m}^3$

- La surface horizontale du décanteur S_h :**

$$S_h = \frac{Q}{V_a} = \frac{1043,19}{3} \quad S_h = 347,73 \text{ m}^2.$$

- La hauteur du décanteur H :**

$$H = \frac{V'}{S_h} = \frac{625,91}{347,73} = 3 \text{ m.} \quad H = 3 \text{ m}$$

- Le diamètre du décanteur D :**

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V'}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 625,91}{3,14 \cdot 2}} = 19,96 \text{ m.} \quad \text{On prend } D = 20 \text{ m}$$

- Le temps de séjour t_s :**

$$t_s = V' / Q_{moyh}$$

$$t_s = 625,91 / 347,73$$

$$t_s = 1,80$$

B. Horizon 2040: le calcul du traitement secondaire à l'horizon 2040 sera effectué de la même manière que celui fait à l'horizon 2025.

Tableau N°30 : Les résultats de l'horizon 2040 à moyenne charge:

Désignations	UNITES	2040
Données de base		
-journalière	m^3/j	2274,04
-moyenne horaire(Q_{mh}) sur 24h	m^3/h	94,75
Diurne horaire (Q_{md}) sur 16h	m^3/h	142,13
Débit de pointe par temps de pluies Q_p	m^3/h	284,25
Charge polluante à l'entrée du bassin L_o	Kg/j	804,65
Concentration de l'effluent en DBO_5 S_o	mg/l	353,84
La charge polluante à la sortie L_f	$KgDBO_5/j$	68,22
La charge polluante éliminée L_e	$KgDBO_5/j$	736,43
Le rendement de l'épuration R	%	91,52
Dimensionnement du bassin d'aération		
nombre de bassins	-	1
Volume du bassin V	m^3	731,50
Hauteur du bassin H	m	5
Surface horizontale du bassin S_h	m^2	73,15
Largeur du bassin b	m	7,5
Longueur du bassin L	m	10
La masse de boues dans le bassin X_t	Kg	1609,30
Concentration de boues dans le bassin $[X_a]$	Kg/m^3	2,2
Temps de séjours t_s pour le débit moyen horaire	h	7,72
Temps de séjours t_s pour le débit de pointe par temps sec	h	4,66
Besoin en oxygène		
Quantité d'oxygène journalière $Q(O_2)$	KgO_2/j	529,14
La quantité d'oxygène horaire $Q(O_2)/24$	KgO_2/h	22,05
La quantité d'oxygène nécessaire pour un m^3 du bassin $Q(O_2)$	KgO_2/m^3j	0,72
La quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe $Q(O_2)_{pte}$	KgO_2/h	29,72
Le besoin réel de pointe en oxygène	KgO_2/h	43,70

Tableau N°31: Suite du Les résultats de l'horizon 2040 à moyenne charge:

Désignations	UNITES	2040
Calcul de l'aérateur par insufflation d'air à installer		
Calcul de la puissance nécessaire à l'aération P_n	Kw	29,14
Calcul de la puissance de brassage et le maintien des solides en suspension dans le bassin P_b	Kw	5,85
Le nombre d'aérateurs dans le bassin	-	5
Besoin en énergie de l'aérateur E	Kwh/h	29,14
Dimensionnement du décanteur secondaire		
Nombre de bassins	-	01
Volume du bassin V	m^3	341,10
Surface horizontale du décanteur S_h	m^2	113,70
Hauteur du décanteur H	m	3
Le diamètre du décanteur D	m	15
Le temps de séjours t_s a temps de	h	3,6
Bilan de boues		
Calcul de la quantité des boues en excès Δx	Kg/j	352,64
Concentration de boues en excès X_m	Kg/ m^3	10
Le débit de boues en excès $Q_{excé}$	m^3/j	32,04
Le débit spécifique par m^3 de bassin q_{sp}	Kg/ $m^3.j$	0,44
Le taux de boues recyclées R	%	28,21
Le débit des boues recyclées Q_r	m^3/j	641,40
Age des boues A_b	j	5,02

B. Étude de la variante à faible charge :

Etant donnée que les ouvrages de prétraitement ne traitent pas de la charge polluante à l'entrée de la station, leur dimensionnement reste identique à celui de la variante à moyenne charge, il s'agit des ouvrages suivants :

- le dégrilleur
- le déssableur déshuileur
- le décanteur secondaire
- décanteur primaire

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

Charge massique :

$0,1 < C_m < 0,2 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS j}$; On prendra : $C_m = 0,15 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS j}$

Charge volumique :

$0,3 < C_v < 0,6 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3\text{j}$; On prendra : $C_v = 0,3 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3\text{j}$

A. Horizon 2025 :

- Débit moyen journalier $Q_{moy,j} = 8345,40 \text{ m}^3/\text{j}$
- Débit moyen horaire $Q_{moy,h} = 347,73 \text{ m}^3/\text{h}$
- Débit de pointe par temps de pluies $Q_{pte} = 1043,19 \text{ m}^3/\text{h}$

➤ Charge polluante à l'entrée du bassin $L_o = 4543,07 \text{ Kg/j}$

➤ Concentration de l'effluent en DBO_5

$$S_o = L_o / Q_{moy.j} = (4543,07 / 8345,40) * 10^3 = 544,38 \text{ mg/l}$$

-La charge polluante à la sortie ($S_f = 30 \text{ mg/l}$)

$$L_f = S_f \cdot Q_{moy.j} = 0,03 * 8345,40 = 250,36 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

-La charge polluante éliminée

$$L_e = L_o - L_f = 4543,40 - 250,36 = 4292,72 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

-Le rendement de l'épuration $\eta_{ep} = (L_o - L_f) / L_o = 4292,72 / 4543,07 = 94,49 \%$

V.7. Dimensionnement du bassin d'aération :

➤ Volume du bassin :

$$V = L_o / C_v = 4543,40 / 0,3 = 15143,57 \text{ m}^3$$

On prend deux bassins d'aérations tel que le volume de chaque bassin est : $V' = 7571,78 \text{ m}^3$

➤ La hauteur du bassin H :

Elle est prise généralement entre 3 et 5m donc on prend :

$$H = 4 \text{ m}$$

➤ Surface horizontale du bassin :

$$S_h = \frac{V}{H} = \frac{7571,78}{4} = 1892,95 \text{ m}^2 \quad \text{On prend} \quad S_h = 1893 \text{ m}^2$$

➤ La largeur du bassin :

On prend : $L = 2B$; $S_h = 2B^2$, alors : $B = (S_h / 2)^{0,5}$

$$B = 30,76 \text{ m} \quad \text{on prend} \quad B = 31 \text{ m}$$

➤ La longueur du bassin : $L = \frac{S_h}{B} = \frac{1893}{31} = 61,53 \text{ m}$ On prend : $L = 62 \text{ m}$

➤ La masse de boues dans le bassin : $X_t = \frac{L_o}{C_m} = \frac{4543,07}{0,15} = 30287,13 \text{ Kg}$

➤ Concentration de boues dans le bassin :

$$[X_a] = \frac{X_t}{V} = \frac{30287,13}{15143,57} \quad [X_a] = 2 \text{ Kg/m}^3$$

➤ Calcul de temps de séjour :

- Pour le débit moyen horaire

$$t_s = \frac{V}{Q_{moy.h}} = \frac{15143,57}{347,73} = 43,55 \text{ h} \quad t_s = 43 \text{ h } 33 \text{ min}$$

- Pour le débit de pointe par temps sec

$$t_s = \frac{V}{Q_{Pte}} = \frac{15143,57}{608,53} = 24,89 \text{ h} \quad t_s = 24 \text{ h } 53 \text{ min}$$

- Pour le débit diurne

$$t_s = \frac{V}{Q_d} = \frac{15143,57}{521,59} = 29,033 \text{ h} \quad t_s = 29 \text{ h } 2 \text{ min}$$

IV.7.1.Besoin en oxygène :

Les besoins en oxygène sont définis par l'expression suivante :

$$Q(O_2) = a' * L_e + b' * X_t \text{ (Kg/j).}$$

L_e : la charge DBO₅ éliminé (Kg/j) : 4381,38 kgO₂/j

X_t : masse totale de boues présente dans le bassin d'aération (Kg)

b' : coefficient cinétique de respiration endogène $b' = 0,07 \text{ j}^{-1}$

a' : coefficient respirométrique du système cellulaire.

a' est en fonction de C_m.

Pour une valeur de C_m qui est de 0,15 ; on a : $a' = 0,6$

➤ La quantité d'oxygène journalière est :

$$Q(O_2)_j = 0,6 * 4292,72 + (0,07 * 30287,13) = 4695,72 \text{ KgO}_2/\text{j}$$

➤ La quantité d'oxygène horaire :

$$Q(O_2)_h = 4695,72/24 = 195,66 \text{ KgO}_2/\text{h}$$

➤ La quantité d'oxygène nécessaire pour un m³ du bassin :

$$Q(O_2) = 4695,72/15143,57 = 0,31 \text{ Kg O}_2/\text{m}^3\text{j}$$

➤ La quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe :

$$Q(O_2)_{pte} = (a' L_e / T_d) + (b' \cdot X_t / 24)$$

La respiration endogène de la boue restante est la même sur 24 heures.

T_d : période diurne en heures T_d = 16h

(L_e / T_d) : la DBO₅ à éliminer en période diurne.

$$Q(O_2)_{pte} = 0,6 * 4292,72/16 + (0,07 * 230287,13/24) = 222,48 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

➤ Les besoins réels de pointe en O₂:

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 (M.E.S) et d'agents tensioactifs.

Le passage des conditions théoriques aux conditions réelles s'effectue à l'aide des coefficients correcteurs.

$$Q(O_2)_{real} = \frac{Q(O_2)_{pte}}{\beta \times \alpha} \quad \text{On exprime } T = \alpha \times \beta$$

α : Rapport des coefficients de transfert d'eau usée en eau propre. Les coefficients de transfert dépendent de la nature de l'eau et du système d'aération. $\alpha = \frac{C_s(\text{eau..usée})}{C_s(\text{eau..épurée})}$

C_s : la concentration en oxygène à saturation à l'interface. $\alpha = 0,8$

Pour faire intervenir la correction correspondante au déficit en oxygène dissous consécutif à la présence d'oxygène réellement dissous dans la liqueur mixte, on exprime le défaut en fonction de la valeur à saturation par le coefficient β , tel que $0,8 < \beta < 0,95$.

On prend: $\beta = 0,85$

$$\text{Donc: } Q(o_2)_{\text{reel pte}} = \frac{222,48}{0,85 \times 0,8} \quad Q(O_2)_{\text{reel pte}} = 327,18 \text{ kgO}_2/\text{h}$$

$$\text{Alors : } Q(o_2)_{\text{reel jour}} = \frac{Q(O_2)}{\alpha \times \beta} = \frac{4695,72}{0,85 \times 0,8} \quad Q(O_2)_{\text{reel jour}} = 6905,47 \text{ kgO}_2/\text{j}$$

IV.7.2. Calcul de l'aérateur de surface à installer:

- **Calcul de la puissance d'aération nécessaire :** $1,5 \leq P_a \leq 1,9 \text{ kgO}_2/\text{kwh}$

$$P_n = \frac{Q(O_2)_{\text{reel pte}}}{P_a} = \frac{327,18}{1,5} \quad P_n = 218,12 \text{ kw}$$

- **Puissance de brassage :**

$$P_{abs} = (70 \div 80) \text{ w/m}^2$$

P_{abs} : puissance absorbée par m^2 du bassin (w/m^2) $P_{abs} = 80 \text{ w/m}^2$

$$P_b = S_h * P_{abs} = 946,47 * 80 = 75,72 \text{ KW.} \quad P_b = 75,72 \text{ KW}$$

- **Calcul du nombre d'aérateur dans le bassin :**

$$N_a = \frac{P_n}{P_b} = \frac{218,12}{75,72}$$

$N_a = 3$ aérateurs

- **Besoin en énergie de l'aérateur :**

Dans les conditions normales, l'apport spécifique en énergie des aérateurs est de 1,5 Kg O₂/Kwh.

$$E = Q(O_2)_{\text{reel pte}} / 1,5 = 327,18 / 1,5$$

$$E = 218,12 \text{ Kwh /h}$$

IV.7.3. Bilan de boues :

- **Calcul de la quantité des boues en excès :**

La quantité de boues en excès est déterminée par la relation suivante :

$$\Delta X = X_{\text{min}} + X_{dur} + a_m L_e - b X_t - X_{eff} \quad \text{avec}$$

X_{min} : boues minérales

X_{dur} : boues difficilement biodégradables (appelées matières dures), elles représentent 0,3 à 0,35 de MVS en épuration à faible charge, où le temps de séjour dans le bassin d'épuration permet une action prolongée de micro-organismes.

a_m : Coefficient de rendement cellulaire (g cellulaires formées/g DBO₅ éliminées)

$$a_m : 0,53 \text{ .puisque } 0,53 < a_m < 0,56$$

L_e : Quantité de DBO₅ à éliminer (Kg/j)

b : Fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène. $b = \frac{b'}{1,42}$

b' : Coefficient cinétique de respiration endogène $b' = 0,07 \implies b = \frac{0,07}{1,42} = 0,05$

X_t : 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 est 2007,52 Kg/j

$$X_{min} = 228,70 \text{ Kg/j}$$

$$X_{dur} = 0,3 \text{ MVS}$$

$$X_{dur} = 0,3 * 1778,82 = 533,65 \text{ Kg/j}$$

$$a_m L_e = 0,53 * 4292,72 = 2275,14 \text{ Kg/j}$$

$$b X_t = 0,05 * 30287,13 = 1514,36 \text{ Kg/j}$$

$$X_{eff} = 0,03 * 8345,40 = 250,36 \text{ Kg/j}$$

Alors : $\Delta X = 228,70 + 533,65 + 2275,14 - 1514,36 - 250,36$

$$\Delta X = 1294,09 \text{ kg/j}$$

➤ Concentration de boues en excès : $X_m = \frac{1200}{I_m}$

Avec : X_m : Concentration de boues en excès

I_m : L'indice de Mohlman

I_m : Indique la bonne décantabilité des boues s'il se trouve dans la fourchette : (100 ÷ 150)

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 : $I_m = 120$

$$\text{D'où : } X_m = \frac{1200}{120} \quad X_m = 10 \text{ Kg/m}^3$$

➤ Le débit de boues en excès :

$$\text{Ce débit est donné par : } Q_{ex\acute{e}s} = \frac{\Delta X}{X_m} = \frac{1294,09}{10}$$

$$Q_{ex\acute{e}s} = 129,41 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ Le débit spécifique par m^3 de bassin :

$$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V} \quad \text{Avec : } V : \text{volume de bassin}$$

$$\text{Donc : } q_{sp} = \frac{1241}{7571,78} \quad q_{sp} = 0,17 \text{ Kg/m}^3 \cdot \text{j}$$

➤ Le débit des boues recyclées :

La recirculation des boues se fait par pompage. Elle consiste à extraire les boues activées du fond de clarificateur et les envoyer en tête du bassin d'aération, afin de réensemencer celui-ci et d'y maintenir une concentration sensiblement constante en micro-organismes épurateurs.

Si la quantité de boues recyclées est insuffisante, le volume des boues stockées dans le décanteur secondaire est trop important, ce qui provoque une carence en oxygène, dans une anaérobiose et dans certains cas on assiste au phénomène de dénitrification avec une remontée des boues à la surface.

Si elle est trop importante, la clarification est perturbée.

Le taux de recyclage peut varier de 15 à 100% de débit de l'effluent produit

Il est donné par l'expression suivante :

$$R = \frac{\frac{100[X_a]}{1200} - [X_a]}{\frac{I_m}{120}} \quad \text{Avec } R : \text{taux de recyclage(%)}$$

$[X_a]$: concentration des boues dans le bassin = 3.33Kg/m³

$$\text{Donc : } R = \frac{\frac{100 * 4}{1200} - 4}{\frac{120}{120}} \quad R = 66,66\%$$

➤ **Le débit des boues recyclées :** $Q_r = R.Q_j$

$$\text{Donc : } Q_r = 0,66 * 8345,40 \quad Q_r = 5563,6 \text{ m}^3 / j$$

➤ **Age des boues :**

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

Donc :

$$A_b = \frac{X_t}{\Delta X} = \frac{30287,13}{1294,09} = 23,40 \text{ jours.}$$

$A_b = 23$ jours et 10 heures.

IV.8 .Dimensionnement du décanteur secondaire (clarificateur) :

Le clarificateur a pour but, la séparation de floc biologique de l'eau épurée.

Les boues déposées dans le clarificateur sont recalculées vers le bassin d'aération afin d'y maintenir une concentration quasi constante en bactéries et les boues en excès sont évacuées vers les installations de traitement de boues (épaississement, déshydratation). L'efficacité d'un décanteur est fonction de sa forme. Les meilleurs résultats sont obtenus dans les ouvrages circulaires à fond fortement incliné (50° au moins sur l'horizontal).

Alors, on opte pour un décanteur circulaire à fond incliné, 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.

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

Le temps de séjour : $t_s = (1-2) \text{ heures}$ on prend $t_s = 1,2 \text{ h}$.

La Vitesse ascensionnelle est de l'ordre de : $V_a = 2,5 \text{ m/h}$

Le débit de pointe à de pluies : $Q_{pte} = 1043,19 \text{ m}^3/\text{h}$.

➤ **Le volume du décanteur [4] [7]**

$$V = Q_{pte} \cdot t_s = 1043,19 \cdot 1,2$$

$V = 1251,83 \text{ m}^3$ On prend deux décanteur : donc $V' = V/2 = 625,91 \text{ m}^3$

➤ **La surface horizontale du décanteur:**

$$S_h = \frac{Q}{V_a} = \frac{1251,83}{2,5} \quad S_h = 500,73 \text{ m}^2$$

➤ **La hauteur du décanteur :**

$$H = \frac{V}{S_h} = \frac{1251,83}{243,41} = 2,5 \text{ m.} \quad \mathbf{H=2,5 \text{ m.}}$$

➤ **Le diamètre du décanteur :**

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 625,91}{3,14 \cdot 2}} = 19,96 \text{ m.} \quad \mathbf{D=20 \text{ m}}$$

➤ **Le temps de séjour :**

$$t_s = V' / Q_{moyh}$$

$$t_s = 625,91 / 347,73$$

$$\mathbf{t_s = 1h48min}$$

B.Horizon 2040:

le calcul du traitement secondaire à l'horizon 2040 sera effectué de la même manière que celui fait à l'horizon 2025.

Tableau N°32: Les résultats de l'horizon 2040 à faible charge :

Désignations	UNITES	2040
Données de base		
-journalière	m^3/j	2274,04
-moyenne horaire(Q_{mh}) sur 24h	m^3/h	94,75
Diurne horaire (Q_{md}) sur 16h	m^3/h	142,13
Débit de pointe par temps de pluies Q_p	m^3/h	284,25
Charge polluante à l'entrée du bassin L_o	Kg/j	1237,94
Concentration de l'effluent en DBO_5 S_o	mg/l	544,38
La charge polluante à la sortie L_f	$KgDBO_5/j$	68,22
La charge polluante éliminée L_e	$KgDBO_5/j$	1169,72
Le rendement de l'épuration R	%	94,49
Dimensionnement du bassin d'aération		
nombre de bassins	-	02
Volume du bassin V	m^3	2063,23
Hauteur du bassin H	m	4
Surface horizontale du bassin S_h	m^2	257,90
Largeur du bassin b	m	16
Longueur du bassin L	m	33
La masse de boues dans le bassin X_t	Kg	8252,93
Concentration de boues dans le bassin [Xa]	Kg/m^3	4
Temps de séjours t_s pour le débit moyen horaire	h	43,55
Temps de séjours t_s pour le débit de pointe par temps sec	h	26,29
Besoin en oxygène		
Quantité d'oxygène journalière $Q(O_2)$	KgO_2/j	1279,54
La quantité d'oxygène horaire $Q(O_2)/24$	KgO_2/h	53,31
La quantité d'oxygène nécessaire pour un m^3 du bassin $Q(O_2)$	KgO_2/m^3j	0,31
La quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe $Q(O_2)_{pte}$	KgO_2/h	60,62
Le besoin réel de pointe en oxygène	KgO_2/h	89,15

Tableau N°33: suite des résultats de l'horizon 2040 à faible charge

Désignations	UNITES	2040
Calcul de l'aérateur par insufflation d'air à installer		
Calcul de la puissance nécessaire à l'aération P_n	Kw	59,44
Calcul de la puissance de brassage et le maintien des solides en suspension dans le bassin P_b	Kw	20,63
Le nombre d'aérateurs dans le bassin	-	3
Besoin en énergie de l'aérateur E	Kwh/h	59,44
Dimensionnement du décanteur secondaire		
Nombre de bassins	-	02
Volume du bassin V	m^3	213,19
Surface horizontale du décanteur S_h	m^2	355,31
Hauteur du décanteur H	m	1
Le diamètre du décanteur D	m	12
Le temps de séjours t_s	h	2,25
Bilan de boues		
Calcul de la quantité des boues en excès Δx	Kg/j	253,18
Concentration de boues en excès X_m	Kg/m^3	10
Le débit de boues en excès $Q_{excé}$	m^3/j	25,32
Le débit spécifique par m^3 de bassin q_{sp}	$Kg/m^3.j$	0,12
Le taux de boues recyclées R	%	25
Le débit des boues recyclées Q_r	m^3/j	568,51
Age des boues A_b	j	32,60

Conclusion :

En faisant une première comparaison entre les deux variantes en ce qui concerne les traitements secondaires, on remarque que pour la variante à faible charge, les ouvrages de traitement, plus précisément le bassin d'aération sont nettement plus importants que ceux de la variante à moyenne charge. Donc nous optons pour une épuration par boues activées à faible charge.

IV.9. Poste de reprise des boues

Les boues activées résultant de l'épuration secondaire biologique sont extraites des eaux épurées par séparation gravitaire et sont transférées gravitairement vers le poste de reprise des boues. Ce poste est équipé de groupes électropompes pour la recirculation des boues activées en tête des bassins biologiques et la purge des.

IV.9.1. La désinfection

La désinfection des eaux usées est un traitement d'élimination durable des agents pathogènes, bactéries et virus, elle peut se pratiquer au chlore(NaClO), à l'ozone.

Le choix entre les deux types de désinfections est habituellement en défaveur de l'ozone, à cause du coût d'investissement et de maintenance.

En Algérie l'utilisation du chlore gazeux pose beaucoup de problèmes surtout la sécurité de stockage qui doit être examiné et résolus avec toute l'attention nécessaire.

Généralement la meilleure désinfection que l'on rencontre est l'eau de javel car ce dernier coûte moins cher.

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. [1]

A. Horizon 2025 :

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

• La dose journalière D_j :

$$D_j = Q_{moy\ j} * [Cl_2] = 8345,40 * 0,01 = 83,45 \text{ Kg/j}$$

• Calcul de la quantité de la javel pouvant remplacer la quantité du chlore:

On prend une solution d'hypochlorite à 40° .[1]

1° de chlorométrie → 3,17 g de Cl₂/ NaClO .[1]

40° de chlorométrie → X

$$X = 3,17 * 40 / 1 = 127 \text{ g de Cl}_2/\text{NaClO}$$

• La quantité d'hypochlorite nécessaire Q_j :

1 m³ (NaClO) → 127 kg de Cl₂

Q_j → 83,45 Kg/j

$$Q_j = 83,45 / 127 = 0,66 \text{ m}^3 \text{ (NaClO)}/j = 27,5 \text{ l/h}$$

• La quantité annuelle d'hypochlorite Q_a :

$$Q_a = Q_j * 365 = 240,23 \text{ m}^3 \text{ (NaClO)}/an$$

➤ Dimensionnement du bassin de désinfection :

$$Q_{pte} = 608,53 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$T_s = 30 \text{ mn .}[1]$$

- Le volume du bassin :

$$V = Q_{pte} * T_s = 608,53 * 30 / 60 = 304,27 \text{ m}^3$$

- La hauteur du bassin : On fixe H = 3m

La surface horizontale S_h : $S_h = V/H = 101,42 \text{ m}^2$

On prend $S_h = 102 \text{ m}^2$

- **La largeur et la longueur :**

On prend La longueur $L = 14\text{m}$

Donc La largeur $B = S_h / L = 102 / 14 = 7,24 \text{ m}$ $B = 7,5 \text{ m}$

B.Horizon 2040 :

• **La dose journalière D_j :**

$$D_j = Q_{\text{moy j}} (\text{Cl}_2) = *0,01 = 106,19 \text{ Kg/j}$$

• **quantité d'hypochlorite nécessaire Q_j :**

$$Q_j = 106,19 / 127 = 0,84 \text{ m}^3 (\text{NaClO})/\text{j} = 35 \text{ l/h}$$

• **La quantité annuelle d'hypochlorite Q_a :**

$$Q_a = Q_j * 365 = 305,69 \text{ m}^3 (\text{NaClO})/\text{an}$$

➤ **Dimensionnement du bassin de désinfection :**

$$Q_{\text{pte}} = 765,49 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$T_s = 30 \text{ mn}$$

- **Le volume du bassin :** $V = Q_{\text{pte}} * T_s = 765,49 * 30 / 60 = 382,75 \text{ m}^3$

- **La hauteur du bassin :** On fixe $H = 3\text{m}$

- **La surface horizontale :** $S_h = V/H = 127,58 \text{ m}^2$

- **La longueur L :** On prend $L = 14\text{m}$

- **La largeur B :** $B = S_h / L = 128 / 14 = 9,11 \text{ m}$

IV.10. Traitement des boues

Toute épuration des eaux usées conduit à la production de déchets sous forme de boues. Selon la nature plus ou moins fermentescible des boues ainsi que leur destination finale, leur traitement comporte :

- ✓ Un épaississement
- ✓ Une déshydratation

L'objectif du traitement des boues est double :

- Réduction du volume des boues par élimination plus ou moins poussée de leur humidité ;
- Réduction du pouvoir fermentescible, ou stabilisation

IV.10.1.Choix de la filière de traitement de boues :

La filière de traitement des boues sera comme suite :

- Un épaississement des boues
- Une digestion anaérobie
- Une déshydratation sur lits de séchage

A. Variante à moyenne charge

IV.10.2. Dimensionnement pour Horizon 2025 :

IV.10.2.1. Dimensionnement de l'Epaississement

L'épaississeur sera dimensionner on fonction des charges polluantes éliminées dans le décanteur primaire et secondaire.

- **Boues issues dans le décanteur primaire B_I :**

$$B_I = DBO_{5\text{ éliminée}} + MES_{\text{ éliminée}} = 2953 + 801,01 \quad B_I = 3756,01 \text{ kg/j}$$

- **Boues issues du décanteur secondaire B_{II} :**

$$B_{II} = \Delta X \text{ ou } \Delta X : \text{les boues en excès.} \quad B_{II} = 803,01 \text{ kg/j}$$

Donc la quantité totale journalière des boues sera : $B_T = B_I + B_{II}$

$$B_T = 3756,01 + 1175,65 \quad B_T = 4931,66 \text{ kg/j}$$

La concentration de la boue à l'entrée de l'épaississeur : [7]

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

Pour les boues secondaires $X_{II} = 9,23 \text{ g/l}$

-Calcul du débit journalier reçu par l'épaississeur :

- **Calcul du débit journalier de boues entrant dans l'épaississeur :**

-Pour les boues primaires B_I :

$$Q_{BI} = \frac{B_I}{X_I} \quad \text{avec :}$$

B_I : quantité de boues issues du décanteur primaire.

X_I : la concentration des boues où elle est égale à 25g/l.

$$\text{Donc : } Q_{BI} = \frac{B_I}{X_I} = \frac{3756,01}{25} \quad Q_{BI} = 150,24 \text{ m}^3 / j$$

-Pour les boues secondaires B_{II} :

$$Q_{BII} = \frac{B_{II}}{X_{II}} = \frac{1175,65}{9,23} \quad Q_{BII} = 127,37 \text{ m}^3 / j$$

$$Q_{BII} = \Delta X = 742 \text{ kg/j}$$

$$\text{Le débit total } Q_B = Q_{BI} + Q_{BII} = 150,24 + 127,37 \quad Q_B = 277,61 \text{ m}^3 / j$$

-La concentration du mélange [X]:

$$[X] = \frac{B_I + B_{II}}{Q_B} = \frac{3756,01 + 1175,65}{277,61} \quad [X] = 17,76 \text{ g/l}$$

- Le volume de l'épaisseur V:

t_s : temps de séjours = 2j ; t_s (1 à 15 j).

$$V = Q_B \times t_s = 277,61 \times 2$$

$$V = 555,22 \text{ m}^3$$

-La surface horizontale S_h :

Pour une profondeur de $H = 3\text{m}$ on calcul :

$$S_h = V / H = 555,22 / 3$$

$$S_h = 185,08 \text{ m}^2$$

-Le diamètre D :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S_h}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 185,08}{3,14}}$$

$$D = 16 \text{ m}$$

IV.10.2.2. Dimensionnement du digesteur :

Dans le but de diminuer le volume des boues et augmenter leurs quantités, les boues épaissies arrivent au digesteur avec une concentration de 80 g/l. [7]

Le débit des boues arrivant au digesteur (**boues épaissies Q_{BE}**) :

$$Q_{BE} = \frac{B_I + B_{II}}{C_B} = \frac{3756,01 + 1175,65}{80}$$

$$Q_{BE} = 61,65 \text{ m}^3/\text{j}$$

-Le temps de séjour du digesteur t_s :

$$t_s = 175 \cdot 10^{(-0,03 \cdot t)} \quad / t = 35^\circ\text{C.} [7]$$

$$t_s = 15,6 \text{ jours}$$

-Le volume du digesteur V_d :

$$V_d = Q_{BE} \cdot t_s = 61,65 \cdot 15,6 = 961,67 \text{ m}^3$$

$$V_d = 961,67 \text{ m}^3$$

-Le diamètre du digesteur D_d :

$$D_d = \sqrt{\frac{V_d \cdot 4}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{961,67 \times 4}{3,14 \times 4}} \quad / \quad H = 4 \text{ m}$$

$$D_d = 17,50 \text{ m}$$

-La surface horizontale S_h :

$$S_h = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{3,14 \times 17,50^2}{4}$$

$$S_h = 240,42 \text{ m}^2$$

-La quantité de matières sèches des boues fraîches F_g :

$$F_g = Q_{BE} \cdot F_s \cdot K_s$$

K_s : poids spécifique de la matière sèche de la boue fraîche

$$K_s = 1 \text{ tonne /m}^3$$

F_s : la teneur en matières solides **$F_s = 3 \text{ à } 4\%$**

on prend 4%

Donc : $F_g = 61,65 * 1 * 0,04 = 2,47 \text{ tonne/j.}$ [8]

-La quantité de matière organique dans la boue fraîche F_o :

Elle présente 60% de la quantité des matières sèches des boues fraîches

$F_o = 0,6 \cdot F_g = 0,6 * 2,47$

$F_o = 1,48 \text{ tonne/j}$

➤ **La quantité du gaz produite Q_{gaz} :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$Q_{gaz} = 138 (t^o)^{1/2} \cdot F_o = 138 (35)^{1/2} 1,48$

$Q_{gaz} = 1208,30 \text{ m}^3/\text{j}$

➤ **La quantité moyenne du gaz :** On prendra 75% du gaz théorique

$Q'_{gaz} = 0,75 \cdot Q_{gaz} = 0,75 * 1208,30 = 905,92 \text{ m}^3/\text{j}$

➤ **La quantité du méthane (CH_4):**

$Q_{CH_4} = (0,6 \text{ à } 0,65) Q'_{gaz}$ on prend $Q_{CH_4} = 0,65 Q'_{gaz}$

$Q_{CH_4} = 0,65 * 905,92$

$Q_{CH_4} = 588,85 \text{ m}^3/\text{j}$

➤ **La quantité du gaz carbonique CO_2 :**

$Q_{CO_2} = (0,3 \text{ à } 0,35) Q'_{gaz}$ on prend $Q_{CO_2} = 0,3 Q'_{gaz}$

$Q_{CO_2} = 0,3 * 905,92$

$Q_{CO_2} = 271,78 \text{ m}^3/\text{j}$

➤ **La quantité restante de gaz :**

Les 5% sont constituées par l'autre gaz (NH_3, H_2, \dots)

$Q_{rest} = 0,05 \cdot Q'_{gaz} = 0,05 * 636,7$

$Q_{rest} = 45,30 \text{ m}^3/\text{j}$

➤ **La quantité minérale dans la boue :**

$F_m = F_g - F_o = 2,47 - 1,48$

$F_m = 0,99 \text{ tonne/j}$

➤ **La quantité de boues digérées :**

Elle est donnée par l'expression suivante (Q_r)

$Q_r = F_{gf} ((1/dg) fg + 1/dff + 1/df) . [12]$

Avec:

fg : teneur en matière solide dans la boue digérée

$fg = 10\%$

dff : poids spécifique de la matière sèche de la boue digérée **$dff = 2 \text{ T/m}^3$**

dg : poids spécifique de l'eau en excès dans le digesteur **$dg = 1 \text{ T/m}^3$**

$F_{gf} = F_m + F_o (1 - 0,138 t^o)^{1/2} = 0,99 + 1,48 * (1 - 0,138 * 35^{1/2})$

$$F_{gf} = 2,19 \text{ T/j}$$

$$Q_r = 2,19 (1/1 * 0,1 + 1/2 + 1/1)$$

$$Q_r = 25,23 \text{ m}^3/\text{j}$$

IV.10.2.3. Dimensionnement du lit de séchage :

Généralement il est composé d'une couche supérieure de sable de 10cm (calibre 0,5 à 1,5mm) d'une couche intermédiaire de gravier fin (calibre 5 à 15mm) et d'une couche inférieure de gros graviers (calibre 10 à 4mm) reposant sur le sol imperméable et soigneusement nivéauté, des drains (en ciment ou en plastique) sont disposés avec une légère pente dans la couche de base.

Les boues épandues liquéfiées sur une partie par de l'eau (jusqu'à 80%) par drainage à travers le sable. Un séchage atmosphérique par évaporation se produit ensuite et termine la déshydratation des boues.

Le dimensionnement de cet ouvrage se fait par la quantité de boues refoulées vers l'épaisseur qui est égale à 1175,65 Kg/j [3]

-Le volume d'un lit V:

e : l'épaisseur maximale des boues qui est comprise entre 20 à 30 cm. [9]

on prend e = 30 cm

La longueur L = (20 à 30) m On prend : **L = 20 m ;**
H = 1 m ;

Et **B = 8 m**

$$V = 8 * 20 * 0,3 = 48 \text{ m}^3$$

La concentration de boues activées épaissies est de 20 à 50 g/l. [8]

On prenant une concentration de 40 g/l le volume journalier des boues épandues sera :

$$V_e = \frac{1175,65}{40} = 29,39 \text{ m}^3/\text{j} \quad V_e = 29,39 \text{ m}^3/\text{J}$$

-Volume des boues épandues par lit et par an V_a :

On admet que le lit sert 10 fois par an

$$\text{Donc : } V_a = 10 \cdot V = 10 * 48 \quad V_a = 480 \text{ m}^3$$

-Volume de boue à sécher par an V_{an} :

$$V_{an} = 29,39 * 365$$

$$V_{an} = 10727,81 \text{ m}^3/\text{an}$$

-Nombre de lits nécessaires :

$$N = V_{an} / V_a = 10727,81 / 480$$

$$N = 23 \text{ lits}$$

La surface totale des lits de séchage sera : $S_T = 23 * 160 = 3680 \text{ m}^2$

IV.10.3. Dimensionnement pour Horizon 2040 :

IV.10.3.1. Dimensionnement de l'épaississeur :

- **Boues issues dans le décanteur primaire B_I :**

$$B_I = DBO_{5\text{ éliminée}} + MES_{\text{ éliminée}} = 3757,65 + 1021,82$$

$$B_I = 4779,47 \text{ kg/j}$$

- **Boues issues du décanteur secondaire B_{II} :**

$$B_{II} = \Delta X \text{ ou } \Delta X : \text{les boues en excès.}$$

$$B_{II} = 352,64 \text{ kg/j}$$

Donc la quantité totale journalière des boues sera : $B_T = B_I + B_{II}$

$$B_T = 4779,47 + 352,64 \quad B_T = 5132,11 \text{ kg/j}$$

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

Pour les boues primaires $X_I = 20 \text{ à } 30 \text{ g/l}$. [7]

Pour les boues secondaires $X_{II} = 9,23 \text{ g/l}$

-Calcul du débit journalier reçu par l'épaississeur :

-Pour les boues primaires B_I :

$$Q_{B_I} = \frac{B_I}{X_I} \quad \text{avec :}$$

B_I : quantité de boues issues du décanteur primaire.

X_I : la concentration des boues où elle est égale à 25g/l.

$$\text{Donc : } Q_{B_I} = \frac{B_I}{X_I} = \frac{4779,47}{25}$$

$$Q_{B_I} = 191,18 \text{ m}^3 / j$$

-Pour les boues secondaires B_{II} :

$$Q_{B_{II}} = \frac{B_{II}}{X_{II}} = \frac{352,64}{9,23}$$

$$Q_{B_{II}} = 38,21 \text{ m}^3 / j$$

$$Q_{B_{II}} = \Delta X = 742 \text{ kg/j}$$

$$\text{Le débit total } Q_B = Q_{B_I} + Q_{B_{II}} = 191,18 + 38,21$$

$$Q_B = 229,38 \text{ m}^3 / j$$

-La concentration du mélange[X] :

$$[X] = \frac{B_I + B_{II}}{Q_B} = \frac{4779,47 + 352,64}{229,38}$$

$$[X] = 22,37 \text{ g/l}$$

-Le volume de l'épaississeur V:

t_s : temps de séjours = 2j ; t_s (1 à 15 j).

$$V = Q_B \times t_s = 229,38 \times 2$$

$$V = 458,77 \text{ m}^3$$

-La surface horizontale S_h :

Pour une profondeur de $H = 3\text{m}$ on calcul :

$$S_h = V / H = 458,77 / 3$$

$$S_h = 152,92 \text{ m}^2$$

-Le diamètre D :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S_h}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 152,92}{3,14}}$$

$$D = 14 \text{ m}$$

IV.10.3.2. Dimensionnement du digesteur :

Le débit des boues arrivant au digesteur (**boues épaissies Q_{BE}**) :

$$Q_{BE} = \frac{B_I + B_{II}}{C_B} = \frac{4779,47 + 352,64}{80}$$

$$Q_{BE} = 64,15 \text{ m}^3/\text{j}$$

-Le temps de séjour du digesteur t_s : $t_s = 15,6 \text{ jours}$

-Le volume du digesteur V_d :

$$V_d = Q_{BE} \cdot t_s = 64,15 \cdot 15,6$$

$$V_d = 1000,76 \text{ m}^3$$

-Le diamètre du digesteur D_d :

$$D_d = \sqrt{\frac{V_d \cdot 4}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{1000,76 \times 4}{3,14 \times 4}}$$

$$H = 4 \text{ m}$$

$$D_d = 18 \text{ m}$$

-La surface horizontale S_h : $S_h = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{3,14 \times 18^2}{4}$ $S_h = 250,19 \text{ m}^2$

-La quantité de matières sèches des boues fraîches F_g :

$$F_g = Q_{BE} \cdot F_s \cdot K_s$$

K_s : poids spécifique de la matière sèche de la boue fraîche

$$K_s = 1 \text{ tonne /m}^3$$

F_s : la teneur en matières solides $F_s = 3 \text{ à } 4\%$ on prend 4%

$$\text{Donc : } F_g = 64,15 \cdot 1 \cdot 0,04 = 2,57 \text{ tonne /j}$$

-La quantité de matière organique dans la boue fraîche F_o :

$$F_o = 0,6 \cdot F_g = 0,6 \cdot 2,57$$

$$F_o = 1,54 \text{ tonne /j}$$

➤ La quantité du gaz produite Q_{gaz} :

$$Q_{gaz} = 138 \cdot (t^\circ)^{1/2} \cdot F_o = 138 \cdot (35)^{1/2} \cdot 1,54$$

$$Q_{gaz} = 1257 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ La quantité moyenne du gaz :

$$Q'_{gaz} = 0,75 \cdot Q_{gaz} = 0,75 \cdot 1257 = 942,74 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ La quantité du méthane (CH₄):

$$Q_{\text{CH}_4} = 0,65 * 942,74$$

$$Q_{\text{CH}_4} = 612,78 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ La quantité du gaz carbonique CO₂:

$$Q_{\text{CO}_2} = 0,3 * 942,74$$

$$Q_{\text{CO}_2} = 282,82 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ La quantité restante de gaz :

$$Q_{\text{rest}} = 0,05. Q'_{\text{gaz}} = 0,05 * 942,74$$

$$Q_{\text{rest}} = 47,14 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ La quantité minérale dans la boue :

$$F_m = F_g - F_o = 2,57 - 1,54$$

$$F_m = 1,03 \text{ tonne/j}$$

➤ La quantité de boues digérées :

Elle est donnée par l'expression suivante (Q_r)

$$Q_r = F_{\text{gf}} ((1/dg f_g) + 1/ d_{\text{ff}} + 1/ d_f) . [12]$$

Avec:

f_g : teneur en matière solide dans la boue digérée

$$f_g = 10\%$$

d_{ff} : poids spécifique de la matière sèche de la boue digérée

$$d_{\text{ff}} = 2 \text{ T/m}^3$$

d_f : poids spécifique de l'eau en excès dans le digesteur d_f = 1 T/m³

$$F_{\text{gf}} = F_m + F_o (1 - 0,138 t^{0,5}) = 1,03 + 1,54 * (1 - 0,138 * 35^{0,5}) \quad F_{\text{gf}} = 2,28 \text{ T/j}$$

$$Q_r = 2,28 (1/1 * 0,1 + 1/2 + 1/1) \quad Q_r = 26,26 \text{ m}^3/\text{j}$$

IV.10.3.3. Dimensionnement du lit de séchage :

Le dimensionnement de cet ouvrage se fait par la quantité de boues refoulées vers l'épaisseur qui est égale à 352,64 Kg/j

-Le volume d'un lit V:

e : l'épaisseur maximale des boues qui est comprise entre 20 à 30 cm. [9]

On prend e = 30 cm,

La longueur L = (20 à 30) m

On prend L = 20 m :

$$H = 3 \text{ m}$$

$$B = 8 \text{ m} \quad \text{donc} \quad V = 8 * 20 * 0,3 = 48 \text{ m}^2$$

La concentration de boues activées épaissies est de 20 à 50 g/l. [8]

On prenant une concentration de 40 g/l le volume journalier des boues épandues sera :

$$V_e = \frac{352,64}{40} = 8,82 \text{ m}^3/\text{j} \quad V_e = 9 \text{ m}^3/\text{j}$$

-Volume des boues épandues par lit et par an V_a :

On admet que le lit sert 10 fois par an

Donc : V_a = 10. V = 10 * 48

$$V_a = 480 \text{ m}^3$$

-Volume de boue à sécher par an V_{an} : V_{an} = 9 * 365

$$V_{\text{an}} = 3285 \text{ m}^3/\text{an}$$

-Nombre de lits nécessaires :

$$N = V_{an} / V_a = 3285 / 480$$

N = 7 lits

La surface totale des lits de séchage sera : $S_T = 7 * 160 = 1120 \text{ m}^2$

B. Variante à faible charge :

Pour ce qui concerne les boues provenant d'un traitement par boues activées à aération prolongée sont fortement minéralisées. Donc, il n'est pas nécessaire de les traiter dans les digesteurs, la filière choisie pour le traitement de ces boues est composé des étapes suivantes :

- L'épaississement ;
- Déshydratation naturelle (lits de séchage).

le calcul du traitement des boues à l'horizon 2040 sera effectué de la même manière que celui fait à l'horizon 2025.

Tableau N°34 : Calcul des ouvrages de traitement à faible charge :

Désignations	unité	2025	2040
- Dimensionnement de l'épaississeur			
• Concentration à l'entrée de l'épaississeur	g/l	9,23	9,23
• Débit journalier reçu par l'épaississeur	m ³ /j	140,20	34,71
• nombre de l'épaississeur	-	2	1
• Temps de séjour	J	2	2
• Volume	m ³	280,40	69,42
• Hauteur	m	3	3
• Surface	m ²	93,47	23,14
• Diamètre	m	11	6
- Dimensionnement du lit de séchage			
• Longueur	m	20	20
• Largeur	m	8	8
• Hauteur	m	3	3
• Hauteur de boue dans le lit	m	0,3	0,3
• Volume	m ³	48	48
• Volume journalier des boues épandues	m ³ /j	32,35	8
• Volume des boues épandues par lit et par an	m ³	480	480
• Volume de boue à sécher par an	m ³ /an	11808,57	2920
• Nombre de lits	-	25	7
• La surface totale des lits de séchage	m ²	4000	1120

Conclusion

Parmi les variantes d'épuration étudiée par le procédé boues activées, nous optons pour une épuration par boues activées à faible charge. L'avantage que peut apporter Ce procédé c'est :

- la simplicité d'exploitation.
- Les boues obtenues sont en faible quantité non fermentescibles et pouvant être reçus sans nuisances sur lits de séchage, a
- D'autre part le rendement d'épuration est 95%.

Chapitre V

Calcul hydraulique

CALCUL HYDRAULIQUE

V. Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons procéder au dimensionnement hydraulique des ouvrages Et des conduites formant la station d'épuration pour l'horizon 2040. Pour régulariser le débit d'eaux usées affluant vers cette station. On utilisera un déversoir d'orage de type frontal qui sera dimensionné et implanté à l'amont.

V.1. Emplacement des ouvrages dans le site de la station :

Le transit des eaux usées vers la station d'épuration se fait comme suit : Les eaux usées et pluviales sont collectées dans un seul collecteur vers un déversoir d'orage Qui régularise le débit demandé par la station d'épuration.

V.2. Déversoir d'orage :

Le principe de fonctionnement de cet ouvrage en système unitaire est d'effectuer le Déversement dans le milieu naturel des débits d'orage et de ne dérivé vers la station que les Débits de pointe en temps de pluie, qui est égale à trois fois le débit moyen journalier. Dans notre cas on optera pour un déversoir à seuil latéral.

Le débit de pointe à temps de pluie: $Q_{pte} = 1327,44 \text{ m}^3/\text{h} = 0,36 \text{ m}^3/\text{s}$

Le débit pluvial a été estimé par la D.H.W. de Chlef à $Q_{pl} = 1514 \text{ l/S}$ c-à-d. $1,514 \text{ m}^3/\text{s}$

$$Q_{cr} = Q_{pl} \cdot Z$$

Avec ; Z : Coefficient de retardement :

$$Z = 1 - \frac{T_c}{100}$$

T_c : Temps de concentration, On prend $T_c = 20 \text{ min}$

Ce qui nous donnera : $Q_{cr} = 1,514 * (1-0,2) = 1,211 \text{ m}^3/\text{s}$

Donc le collecteur principal véhiculera un débit de :

$$Q_v = Q_{pte} + Q_{cr} = 0,36 + 1,211 = 1,58 \text{ m}^3/\text{s}$$

➤ A l'amont du déversoir :

On calcule le diamètre du collecteur qui véhiculera le débit d'eau total en 2025 :

$$Q_v = 1,58 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 0,3 \%$$

Et d'après l'abaque de Bazin (01) [annexe II]

$D_e = 1500 \text{ mm}$ (diamètre à l'entrer du déversoir)

$Q_{ps} = 2,2 \text{ m}^3/\text{s}$ (débit à pleine section)

$V_{ps} = 1,46 \text{ m/s}$ (vitesse à pleine section)

Et d'après l'abaque de Bazin (02) [annexe III]

$$r_Q = Q_v/Q_{ps} = 1,58/2,2 = 0,718 \text{ (rapport des débits)}$$

$$r_H = H_e/D_e = 0,62 \Rightarrow H_e = 0,62 * 1500 = 930 \text{ mm (hauteur de remplissage)}$$

$$r_V = V/V_{ps} = 1,06 \Rightarrow V = 1,06 * 2,2 = 2,33 \text{ m/s (rapport des vitesses)}$$

➤ A l'aval du déversoir :

$$Q_{pp} = 0,37 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 0,3\%$$

D'après l'abaque de Bazin (01) [annexe II]

$$D_s = 800 \text{ mm}$$

$$Q_{ps} = 0,48 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{ps} = 1,25 \text{ m/s}$$

Et d'après l'abaque (02) [annexe III]

$$r_Q = 0,77; r_H = 0,66 \Rightarrow H_s = 0,66 * 800 = 528; r_V = 1,06;$$

Le débit déversé par le déversoir d'orage est : $Q_d = Q_c - Q_{pte} = 1,58 - 0,37$

$$Q_d = 1,21 \text{ m}^3/\text{s}$$

V.2.1. Dimensionnement du déversoir d'orage :

La hauteur d'entrée **$H_e = 930 \text{ mm}$**

La hauteur de sortie **$H_s = 528 \text{ m}$**

La lame d'eau déversée : $H_d = (H_e - H_s) = (930 - 528) = 402 \text{ mm}$.

Donc la largeur du seuil déversant sera : $b = Q_d / m (2g)^{1/2} H_d^{3/2}$ [10]

Avec :

m : Coefficient de débit dépend de la forme du seuil et varie également suivant la hauteur ;

De la lame d'eau déversée pour les crêtes minces $m = 0,45$;

g : L'accélération de la pesanteur.

$$b = 1,21 / 0,45 * (2 * 9,81)^{1/2} * 0,402^{3/2} = 2,38 \text{ m}$$

On prend **$b = 3 \text{ m}$** .

V.2. Relevage :

V.2.1. Dimensionnement du puisard :

Le puisard est de forme rectangulaire ;

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

Avec :

✓ Q_{ptp} : Débit total pompé ;

✓ ts : Temps de séjour ($ts = 10 \text{ minutes}$) ;

La hauteur du puisard ne doit pas dépasser 5m, ($2 \text{ m} \leq H \leq 5 \text{ m}$).

V.2.1.1. Volume :

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

✓ $Q_p = 1327,44 \text{ m}^3/\text{h}$.
 ✓ $V = 1327,44 * 10 / 60 = 221,24 \text{ m}^3$

$$V = 221,24 \text{ m}^3$$

V.2.1.2. Surface :

$$S = V/H$$

On prend **H=4m**.

D'où $S = \frac{221,24}{4} = 55,31 \text{ m}^2$

V.2.1.3. Largeur :

On fixe la longueur $L=2B$ et on trouve la largeur

$$S_{\text{puisard}} = B * L = 2B^2$$

- ✓ B : Largeur ;
 ✓ L : longueur.
 Donc :
 $L=10,6 \text{ m}$ et $B=5,3 \text{ m}$

V.2.2. La conduite de refoulement :

On a : $Q_{\text{pp}} = 1327,44 \text{ m}^3/\text{h}$.

D'après la formule de BONNIN :

$$D_{\text{éco}} = \sqrt{Q_p} \text{ (m)}$$

On prend un diamètre approximatif $D = 0,6 \text{ m}$.

Donc le diamètre normalisé est : **$D = 600 \text{ mm}$**

La vitesse d'écoulement est :

$$V = 4.Q/\pi \cdot D^2$$

$$A.N : V = 1,31 \text{ m / s}$$

V.2.3. Calcul de la hauteur manométrique de la pompe :

$$H_{\text{mt}} = Hg + \Delta H$$

$$Hg = C_{p2} - C_{p1} + h_3$$

- ✓ C_{p1} : côte du plan d'eau dans le puisard ;
 ✓ C_{p2} : côte du plan d'eau de l'ouvrage d'entrée (répartiteur) ;
 ✓ h_3 : La hauteur du remplissage ;
 ✓ Hg : Hauteur géométrique ;
 ✓ ΔH : Perte de charge.

$$Hg = 158,53 - 156,8 + 4 = 5,73 \text{ m.} \quad Hg = 5,73 \text{ m}$$

V.2.4.Calcule la perte de charge :

L'expression de perte de charge s'écrit :

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

- ✓ K : Coefficient de perte de charge ;
- ✓ Q : Débit pompé qui est de $0,37 \text{ m}^3/\text{s}$;
- ✓ L : Longueur de la conduite qui est de 4m ;
- ✓ D : Diamètre de la conduite ;
- ✓ β : Coefficient dépendant du régime d'écoulement ($\beta = 1,77$ pour le régime turbulent rugueux) ;
- ✓ m : coefficient dépendant du type de matériau de la conduite.

Nous avons choisi le PEHD (Polyéthylène à haute densité), comme matériau pour notre conduite car il présente une bonne caractéristique du point de vue dureté, étanchéité et résistance à la corrosion et faible rugosité ...

Pour le PEHD, on a :

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

$$\text{Donc : } \Delta H = \frac{0,001052 * 0,37^{1,77} * 4}{0,6^{4,774}}$$

$$\Delta H = 0,008 \text{ m}$$

$$H_{mt} = H_g + \Delta H \quad \Rightarrow \quad H_{mt}=5,73+0,008=5,74 \text{ m} \quad \text{H}_{mt}=5,74 \text{ m}$$

V.2.5. Choix de la pompe :

On utilise des pompes d'assainissement pour le relevage des eaux usées du puisard vers l'ouvrage d'entrée. Donc pour choisir le type de pompe on utilise (**logiciel KSB**).

D'après les critères du choix du type et nombre des pompes, nous optons pour trois pompes et une pompe de secoure.

La pompe choisie est **sewatec K250-400/G3H**

Toutes les caractéristiques de la pompe et le moteur sont représentées sur la fiche technique de la pompe choisie. [Annexe I].

V.3. 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.3.1. Cotes moyennes du terrain naturel des zones d'implantation des ouvrages :

Les Côtes du terrain naturel sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau N°35: Côtes moyenne du terrain naturel d'implantation des différents ouvrages

Désignation des ouvrages	Cotes du terrain naturel (m)
Répartiteur	158,13
Dégrilleur	157,93
Dessableur-déshuilleur	157,76
Bassin d'aération	157,47
clarificateur	157,47
Bassin de désinfection	157,47

V.3.2. Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages

Nous avons choisi le PEHD, comme matériau qui présente aussi une bonne caractéristique de point de vue dureté, étanchéité et résistance à la corrosion et faible rugosité.

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

$$\Delta H_T = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} = C_{pA} - C_{pB}$$

Avec :

- ✓ K : Coefficient de perte de charge (0,001052) ;
- ✓ Q : Débit en m^3/s ; ($Q=0,37m^3/s$) ;
- ✓ L : Longueur de la conduite ;
- ✓ D : Diamètre de la conduite ;
- ✓ β : Coefficient dépendant du régime d'écoulement (1,77) ;
- ✓ m : Coefficient dépendant du type de matériau de la conduite (4,774) ;
- ✓ C_{pA} : Côte du plan d'eau au point A ;
- ✓ C_{pB} : Côte du plan d'eau au point B.

On pose que :

- Côte du radier du répartiteur (A) : 157,53m ;
- Hauteur d'eau : 1 m
- D'où : $C_{pA}=158,53m$

V.3.2.1. Diamètre :

On a le débit recerclé est : $Q_{pp} = 1327,44 m^3/h$

On prend la pente I est de 1,2% pour assuré une bonne recirculation de débit entre les ouvrages.

D'après l'abaque de Bazin (01) : $D = 600 \text{ mm}$ [annexe II]

V.3.2.2.Longueurs des conduites :

Pour les calculs des longueurs ; ils utilisent les longueurs équivalentes pour tenir compte des pertes de charges singulières.

L_{éq} = 1,15. L_{réelle}

Dans notre cas on a des distances faibles donc on néglige les pertes de charges singulières c'est à dire on prend les longueurs réelles.

Les longueurs sont représentées sur le tableau suivant :

Tableau N°36 : Longueurs réelles des conduites entre les ouvrages de la STEP.

Ouvrages	L réelle (m)
Répartiteur -Dégrilleur	2 ,31
Dégrilleur -Déssableur-déshuileur	2,57
Déssableur-déshuileur - Bassin d'aération	4,76
Bassin d'aération - Décanteur II	19,34
Décanteur II - Bassin de désinfection	6,9

V.3.1.3.Calculs des cotes piézométriques 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).
- $V_1/2g$ et $V_2/2g$: énergies cinétiques en (1) et (2).
- Z_2 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 : $P_1/W + Z_1 = P_2/W + Z_2 + H_{1-2}$

On pose : $P_1/W = H_1$ 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).

$Cp_1' = Cp_2 + H_{1-2}$

Pour les calculs on aura d'après la formule Darcy Weisbach la cote piézométrique est

donné par cette formule : $Cp_B' = Cp_A' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m}$

Pour notre station on prendra des conduits en PEHD

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau N°37 : Calcul des pertes de charges et des cotes piézométriques.

Désignation des ouvrages	Côte TN (m)	Perte de charge ΔH_T (m)	Côte Piézométrique (m)	Hauteur d'eau(m)	Côte du radier
Répartiteur	158,13	0,0029	158,53	1	157,53
Dégrilleur	157,93		158,52	1	157,52
Dessableur-déshuilleur	157,76	0,0032	158,51	1	157,51
Bassin d'aération	157,47		158,50	4	154,50
clarificateur	157,47	0,024	158,48	2,7	155,78
Bassin de désinfection	157,47		158,47	3	155,47

Conclusion :

De manière générale, 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 pour ne pas affecter le rendement épuratoire de la station d'épuration.

Afin d'éviter un surplus d'apport des eaux usées à la station d'épuration, on a dimensionné un déversoir d'orage qui sera appelé à régulariser cet apport.

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

Conception et exploitation de la station

GESTION ET EXPLOITATION DE LA STATION

VI .Introduction :

Le bon fonctionnement d'une station d'épuration repose sur une exploitation efficace, un suivi, une surveillance et un entretien continu pour atteindre ces objectifs. Il faut assurer :

- ✓ Une assistance technique continue pour le bon fonctionnement des ouvrages de toute la filière de traitement ;
- ✓ Le dépannage immédiat des appareils défaillants ;
- ✓ L'entretien des conduites, des accessoires et des équipements mécaniques ;
- ✓ La formation d'une équipe de techniciens ayant pour mission de vérifier au moins quatre fois par an tous les ouvrages de traitement et d'estimer leurs rendements et d'étudier les possibilités de leurs amélioration ;
- ✓ Une formation de base des agents d'exploitation sera orientée vers les techniques de traitement et d'épuration des eaux usées.

VI.1. Aménagements spéciaux :

Parmi les aménagements spéciaux rencontrés dans une station d'épuration

- ✓ La voirie d'accès et la voirie pour la circulation à l'intérieur de la station ;
- ✓ Le réseau d'alimentation en eau pour le lavage des installations et la desserte des locaux annexes et des bouches d'arrosage des parterres ;
- ✓ Les locaux annexes comportant l'administration, le laboratoire, le magasin, salle de contrôles...etc.

La gestion et la surveillance de la future station doit être organisé en (03) fonctions principales :

- Une fonction exploitation ;
- Une fonction maintenance ;
- Une fonction laboratoire.

L'ensemble de ces activités sera placé sous l'autorité d'un chef de station qui en assurera la coordination. **[DHW CHLEF]**

VI.2.Missions :

VI.2.1.Exploitation :

La section exploitation est confiée à deux équipes :

- Une équipe chargée de l'organisation du travail en quart (2x12) et qui assure la surveillance du fonctionnement de la station ;
- Une équipe chargée de l'entretien des ouvrages.

VI.2.1.2.Maintenance :

La structure de maintenance assure l'ensemble des opérations d'entretien préventif et intervient sur les équipements (mécaniques, Electromécaniques et hydrauliques).

La maintenance est confiée à deux équipes spécialisées :

- Une équipe chargée de la station elle-même ;
- Une équipe chargée des stations de relevages.

VI.2.1.3.Laboratoire :

Le laboratoire a pour mission principale le contrôle de la qualité des eaux à l'entrée et à la sortie (avant et après l'épuration). Il effectue l'ensemble des analyses nécessaires au contrôle et à la régulation du processus d'épuration.

VI.2.2.Moyens matériels :

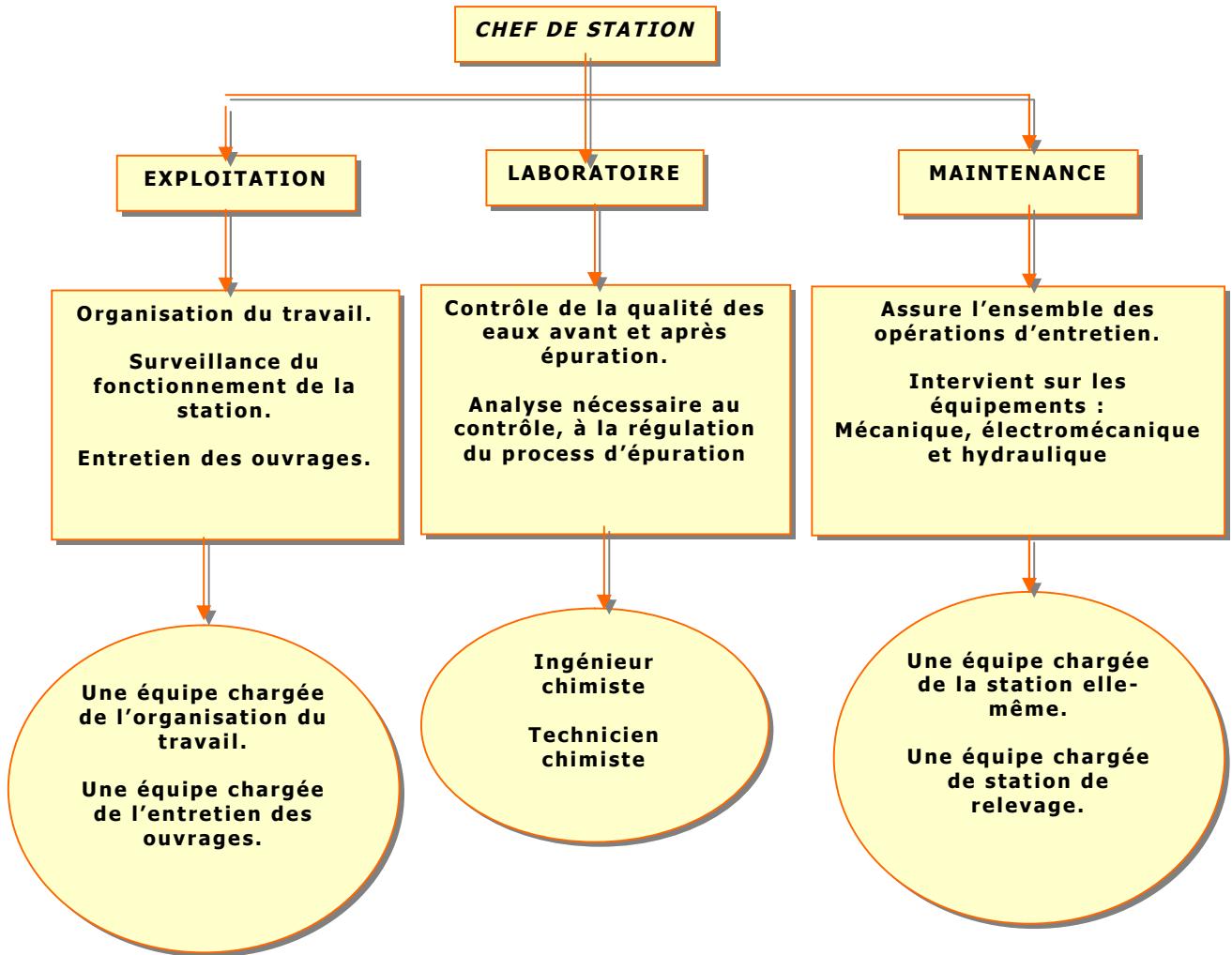
Pour l'exploitation, la station doit disposer d'une hydrocureuse, d'un matériel roulant et de TP et d'un outillage spécifique.

Pour la maintenance, la station est dotée d'un outillage spécifique qui permettra d'intervenir sur les différents équipements.

Le laboratoire doit être équipé principalement du matériel ci-après désigné :

- | | |
|------------------------------|-----------------------------|
| - 01 Incubateur | - 01 Conductimètre |
| - 01 Etuve de séchage | - 01 Four à moufle |
| - 01 Réfrigérateur | - 01 Appareil digesdahl |
| - 01 DBO mètre | - 01 Lot de verrerie |
| - 01 DCO mètre | - 01 Centrifugeuse |
| - 01 Spectrophotomètre. | - 01 Dessiccateur |
| - 01 Microscope électronique | - 01 Balance de précision |
| - 01 Oxymètre | - 01 Distillateur |
| - 01 pH mètre | - 01 Disque blanc de Secchi |

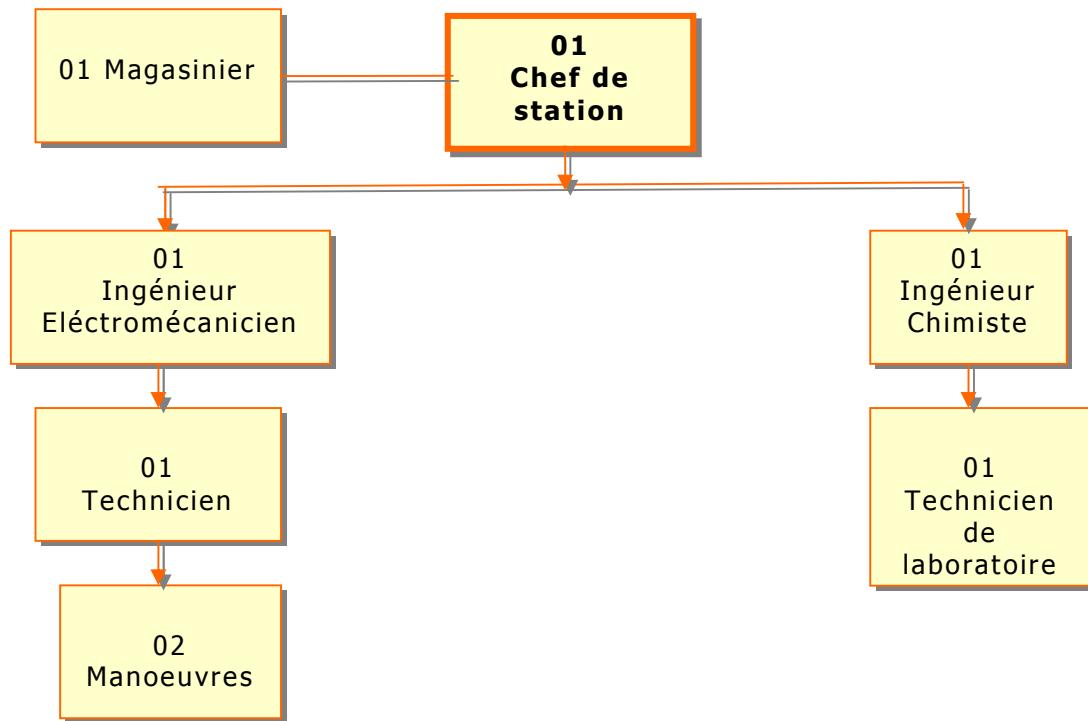
VI.2.3.Organigramme :



Le personnel chargé de gérer la station peut être composé de :

- ✓ (01) chef de station ;
- ✓ (01) Ingénieur électromécanicien ;
- ✓ (02) Techniciens (laboratoire + Equipements électromécaniques) ;
- ✓ (01) Mancœuvre ;
- ✓ (01) Ingénieur chimiste (Procès) ;
- ✓ (01) Ingénieur Procès ;
- ✓ (01) Mancœuvre ;
- ✓ (01) Magasinier ;
- ✓ (02) chauffeurs (léger et lourd) ;
- ✓ (02) gardiens (jour et nuit).

Source : (DHW Chlef).

VI.2.4.Organigramme des moyens humains :**Source : (DHW Chlef).****VI.3. Entretien des ouvrages :****VI.3.1.Le dégrilleur :**

Le dégrilleur est un ouvrage métallique qui doit être protégé au moyen d'un vernis anti-rouille.

- Les déchets de dégrillage contiennent 80% environ de matière organique qui risque de se putréfier rapidement, il est donc recommandé d'évacuer ces déchets quotidiennement avec un jet d'eau, nettoyer les parois des grilles et les râteaux pour enlever les matières adhérentes putrescibles.
- Vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement électromécanique de l'installation (arrêt et mise en service automatique, contrôle de la chaîne d'entraînement du râteau).

VI.3.2.Le déssableur- déshuileur :

- Vérifier quotidiennement le niveau du sable dans les puisards en cas où celui-ci dépasse le niveau maximal du seuil, on actionnera alors le pont roulant en mettant en route les pompes « Air lift » ;

- Les sables extraits seront alors stockés dans la cunette centrale, l'extraction de ces dernières sera faite manuellement une fois tous les 3 à 4 jours.

VI.3.3.Le bassin d'aération :

- Contrôler et intervenir pour que tous les équipements d'aération fonctionnent convenablement ;
- Vérifier et entretenir les procédures automatiques de démarrage et d'arrêt des aérateurs ;
- Lavage au jet d'eau des parties non immergées (déversoirs, caniveaux) une fois par semaine.

VI.3.4.Clarificateur

- Maintenir les ouvrages et abords en état de propreté ;
- Analyse de l'eau épurée après clarification (DBO5, DCO, MES) ;
- Nettoyage quotidien par brassage des canaux de déversoirs ;
- Les réactifs utilisés pour la désinfection doivent être stockés dans des endroits isolés et secs afin de conserver leurs efficacités.

VI.3.5.Epaississeur :

- Le dispositif de raclage doit fonctionner 24 sur 24 heures. Vérifier quotidiennement le bon fonctionnement mécanique et électromécanique de ce circuit ;
- Contrôler et noter chaque jour le pH des eaux de surverse et des boues épaissies.

VI.3.6.Désinfection des eaux épurées :

- Maintenir quotidiennement 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 véhiculant du chlore.

VI.3.7.Lits de séchage :

- L'épaisseur de boues à admettre sur les lits de séchage ne doit pas dépasser 40 cm.
- Il est formellement déconseillé d'admettre de nouvelles boues sur un lit de séchage en cours de déshydratation.

VI.4. Contrôle de fonctionnement :

Le fonctionnement d'une station d'épuration exige une attention particulière afin d'assurer de façon continue l'épuration conforme des effluents.

Elle doit s'exercer à plusieurs niveaux :

- **Contrôles journaliers :**

Qui peuvent être effectués par l'exploitant. Différents tests ou observations permettent d'apprécier si la station fonctionne dans des conditions normales :

- Test de décantabilité et de turbidité ;
- Odeurs ;
- Couleurs des boues.

- **Contrôles périodiques :**

L'objet de ces visites et de permettre, en fonction des résultats et conclusions dégagés de l'observation de fonctionnement des ouvrages et des tests et analyses effectués, 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 M.E.S, la teneur en M.V.S ;
- 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 d'eau au moins une fois par an, consistera à effectuer un diagnostic complet du fonctionnement de la station, en effectuant notamment :

- Des analyses sur l'effluent reçu par la station en 24 h à partir de prélèvements d'échantillons moyens représentatifs (mesure des débits et des différents paramètres de pollution : DBO, DCO, MES, N, Phosphore) ;
- Des analyses sur l'effluent épuré qui pourront s'effectuer à partir de prélèvements effectués toutes les heures, visant à déterminer les mêmes paramètres en fonction du débit.

VI.5. Mesure de paramètres de fonctionnement de la station :

- **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'activation 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 0,5 et 2 mg/l.

- **Mesure de PH et Température :**

La mesure du pH est indispensable et cela pour connaître le degré d'alcalinité et d'acidité du milieu.

La mesure de pH doit être faite à l'entrée de la station et cela pour prendre toutes les mesures pour le bon fonctionnement des ouvrages.

- **Mesure de la Turbidité :**

La turbidité des effluents est en général très élevée, mais pour une eau bien épurée la turbidité est moins élevée.

Dans le domaine de l'exploitation des stations d'épuration, la méthode de SECHI est très largement utilisée. Cette méthode consiste à plonger un disque blanc circulaire de 50 cm de diamètre, fixé en son centre à une tige métallique rigide d'une longueur de 2 à 3 m, jusqu'à ce qu'il semble disparaître à la vue, on repère alors le niveau d'immersion h_i :

La qualité de l'eau traitée est :

- mauvaise si $h_i < 20$ cm ;
- bonne si $h_i = 50$ cm ;
- très bonne si $h_i = 60$ cm.

VI.6. Formation dans le recyclage du personnel :

La formation de base de l'agent d'exploitation sera orientée vers les métiers de la mécanique- électromécanique, mais il devra obligatoirement faire preuve d'une grande ouverture d'esprit pour acquérir les connaissances complémentaires indispensables en chimie, biochimie et biologie.

L'exploitant d'une station d'épuration reçoit une formation pluridisciplinaire diversifiée qui doit lui permettre d'accomplir efficacement les tâches multiples qui lui incombent :

- Surveillance des eaux usées et traitées ;
- Réglage des paramètres de fonctionnement de l'épuration primaire et biologique.

Conclusion :

L'exploitant doit rendre compte clairement du fonctionnement de la station. Il doit recevoir un enseignement général portant sur l'expression écrite, le calcul Mathématique (unités, rendement) et l'expression graphique des résultats.

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 charriées 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 de la ville *Oued FODDA*.

Il est important de préciser que le choix de la technique de traitement dépend des caractéristiques physico-chimiques des effluents à traiter notamment le rapport DCO /DBO₅. En effet les résultats d'analyses, révèle que les eaux usées de trois rejets principaux présentent un faible rapport DCO /DBO₅ (1,23 ; 1,54 ; 1,18).

On conclu donc que les eaux usées de notre zone d'étude se prêtent bien à un traitement biologique notamment les boues activées.

Aussi, ce procédé d'épuration des eaux usées est le plus rependu en Algérie.

Dans notre travail, deux variantes ont été étudiées à savoir :

- A faible charge, car les charges polluantes enregistrées actuellement sont assez faibles vu le manque exclusif de l'activité industrielle.
- A moyenne charge, si on tient compte du fait que le groupement (*OUED FODDA* et l'agglomération *ZABDJAH*, *EL KARIMIA* et *HARCHOOUN*) sera aménagée et bénéficiera d'une extension assez importante qui va engendrer sans doute, des charges polluantes supplémentaires qui excéderont 19 000 Eq/hab.

Le choix entre les deux variantes dépend de la taille de l'agglomération étudiée, l'impact sur l'environnement et des couts en investissement et en fonctionnement.

Le processus à faible charge est surtout utilisé pour des collectivités de petites tailles vu que notre zone d'étude est en extension assez bien en équipement qu'en augmentation de la population (88495 Eq-hab en 2040), nous optons pour la technique à boues activées à faible charge.

Enfin, il reste à signaler que le rendement d'une station d'épuration et sa pérennité sont étroitement liées à l'entretien et à la bonne gestion de celle-ci.

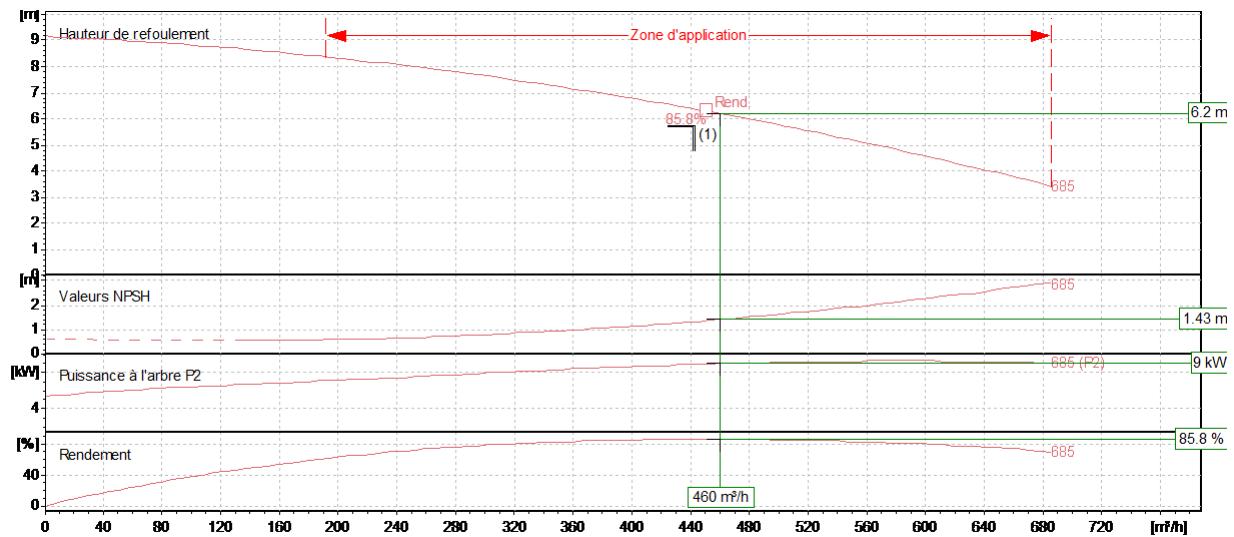
Nous recommandons que les eaux usées de la station seront valorisées et réutilisées à des fins agricoles sous réserve que leurs caractéristiques soient compatibles avec les exigences de protection de la santé publique et de l'environnement.

Références bibliographiques

- [1]. **Claude Cardot.**- Les traitements de l'eau : procédés 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 :T.1.-10^e ed-Paris: Degrémont, 2005.- 85p.
- [4]. **Divet, H ; Schulhor,P.**- traitement des eaux.- Paris : presses universitaires de France, 1980.-que sais-).-128p.
- [5]. **E. Edeline.**- L'épuration biologique des eaux : théorie et technologie des réacteurs – Paris : lavoisier-Tec &Doc, 1996.- 303p.
- [6]. **Edward E. Baruth.**- Water Treatment plant desein.- 4^e ed. –Paris: McGraw- Hill, 1990. - multipagination.
- [7]. **Gaid, Abdelkader.**- Epuration biologique des eaux usées urbaine : T.1.- Alger : OPU, 1987.-261p.
- [8]. **J.P.Becharc, P.Boutin, B.Mercier... [et.al].**- traitement des eaux usées.- 2^e. ed.- Paris : Eyrolles, 1987.- 281p.
- [9]. **Marc Satin, Bechir Selmi.** - Guide technique de l'assainissement.-2^e ed.- Paris : Moniteur, 1999.- 680p.
- [10]. **Marc Satin, Bechir Selmi.** - Guide technique de l'assainissement.-3^e ed.- Paris : Moniteur, 1999.- 726p.
- [11] . **Monchy,H.**-mémento d'assainissement :mise en service, entretien et exploitation des ouvrages d'assainissement.- 2^e ed.- Paris : Eyrolles, 1974.- 125p.
- [12]. **Merdoud Mahmoud.**- Conception de la STEP de l'UNAJUC de Boufarik.- Blida : [s.n.], 2003.-nombre de pages.
- Mémoire. fin d'étude : ENSH : département de spécialité : option assainissement : 2003
- [13]. **P.D.Cemagref**, "Les systèmes de traitement des boues des stations d'épuration des petites collectivités", Pris 1990.
- [14] . **PHILIPE DUCHENE** : les systèmes de traitement de boues des stations d'épuration des petites collectivités ; documentation technique FNDAE N°9.

Annexes

Annexe :01



Courbe caractéristique de la pompe choisie

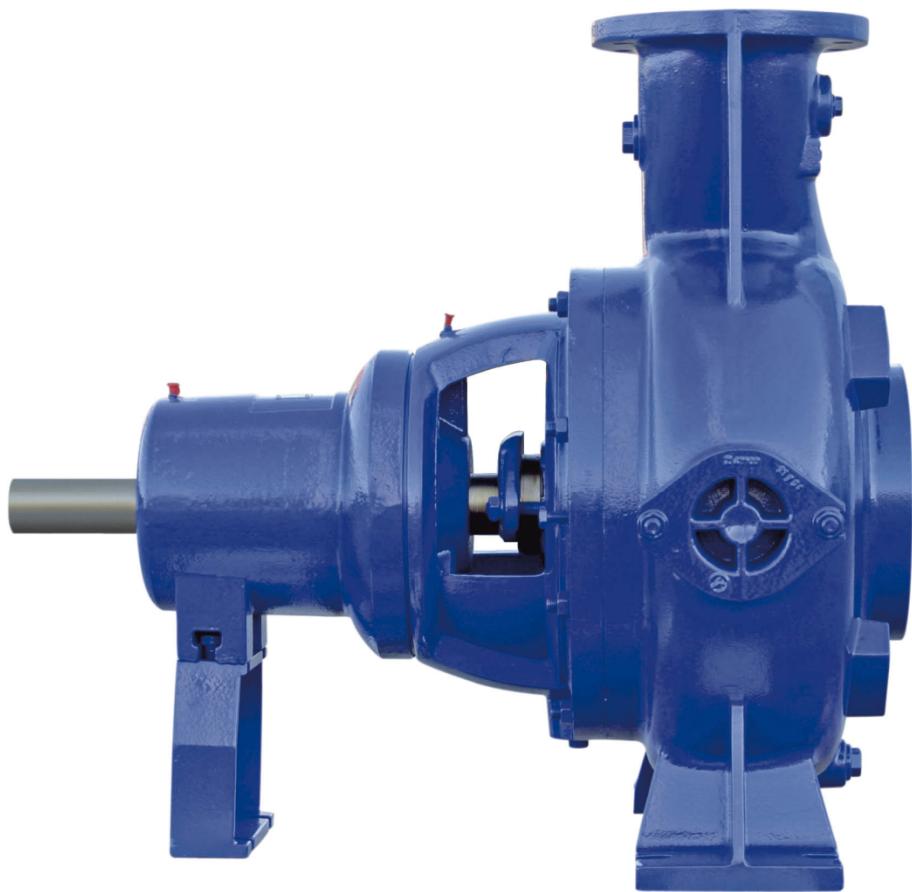


Photo de la pompe choisie

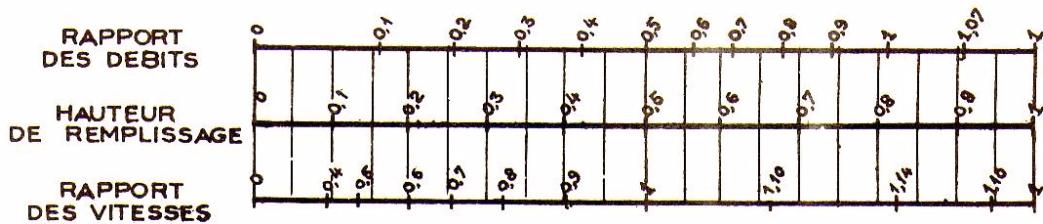
ANNEXE III

ANNEXE X

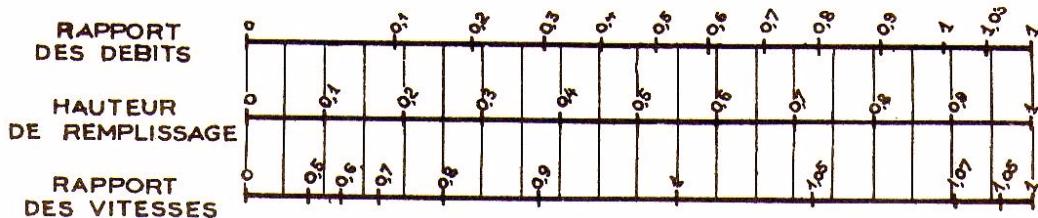
VARIATIONS DES DEBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés

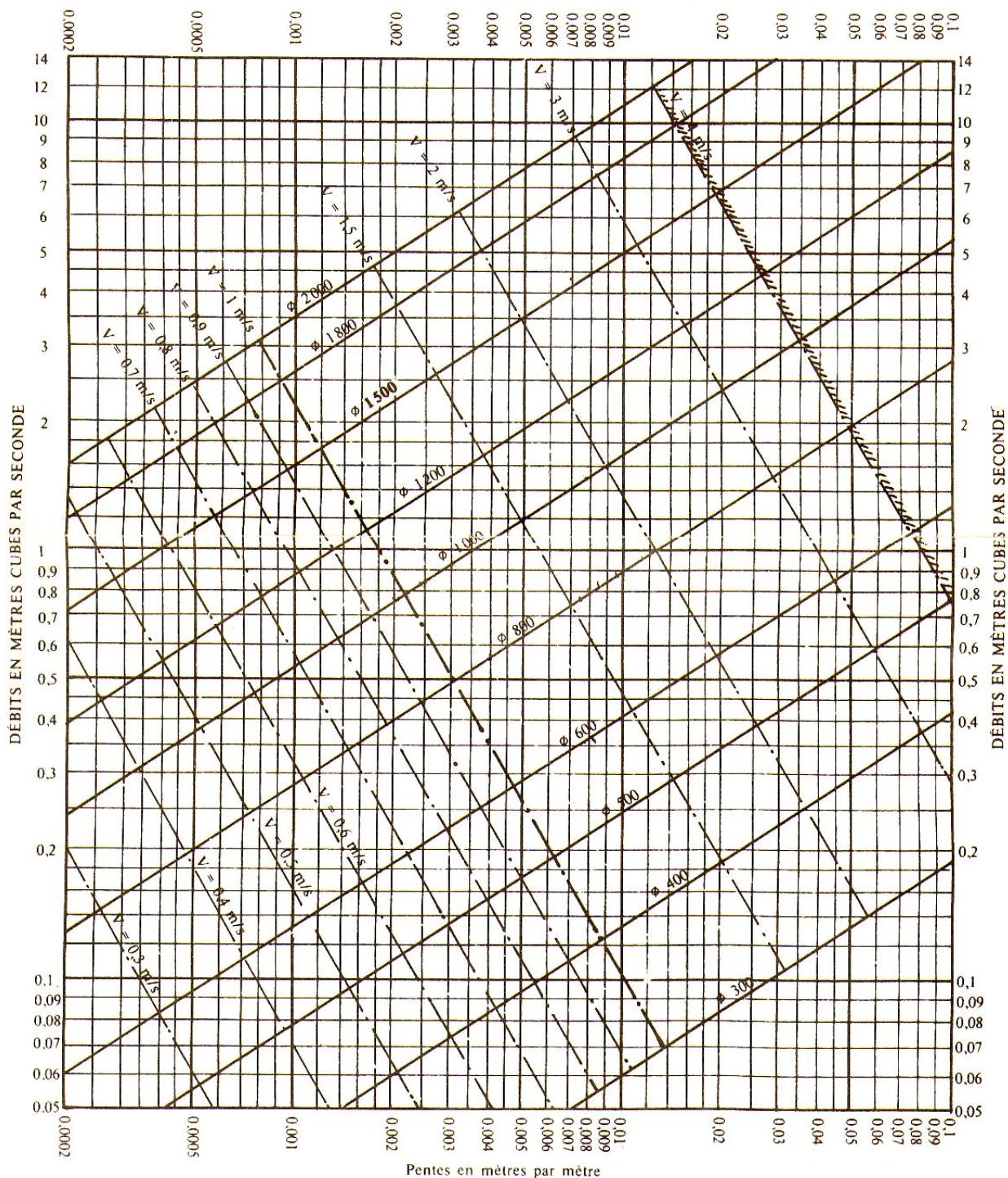


Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux $3/10$, le débit est les $2/10$ du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les $78/100$ de la vitesse correspondant au débit à pleine section

ANNEXE II

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF

(Canalisations circulaires – Formule de Bazin)



AnnexeVI

Tableau N° : Dimensionnement du collecteur projeté

N° Reg	L (m)	I (mpm)	Q (m ³ /s)	Diam (m)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	rQ	rv	rh	V (m/s)	H (m)	Vac (m/s)
R01	36.17	0.0030	1.424	1.2	1.08	2.68	0.532	1.022	0.522	1.10	0.626	0.65
R02	50.00	0.0030	1.424	1.2	1.08	2.68	0.532	1.022	0.522	1.10	0.626	0.65
R03	50.00	0.0030	1.424	1.2	1.08	2.68	0.532	1.022	0.522	1.10	0.626	0.65
DVO	51.85	0.0030	1.424	1.2	1.08	2.68	0.532	1.022	0.522	1.10	0.626	0.65
R04	49.11	0.0030	0.64	1	1.41	2.433	0.263	0.78	0.313	1.10	0.313	0.65
R05	50.00	0.0030	0.64	1	1.41	2.433	0.263	0.78	0.313	1.10	0.313	0.65
R06	50.00	0.0030	0.64	1	1.41	2.433	0.263	0.78	0.313	1.10	0.313	0.65
R07	50.00	0.0030	0.64	1	1.41	2.433	0.263	0.78	0.313	1.10	0.313	0.65
R08	50.00	0.0030	0.64	1	1.41	2.433	0.263	0.78	0.313	1.10	0.313	0.65
R09	50.00	0.0030	0.64	1	1.41	2.433	0.263	0.78	0.313	1.10	0.313	0.65
R10	50.00	0.0030	0.64	1	1.41	2.433	0.263	0.78	0.313	1.10	0.313	0.65
R11	50.00	0.0030	0.64	1	1.41	2.433	0.263	0.78	0.313	1.10	0.313	0.65
R12	38.04	0.0030	0.64	1	1.73	2.433	0.263	0.78	0.313	1.35	0.313	0.78
R13	59.57	0.0030	0.64	1	1.73	2.433	0.263	0.78	0.313	1.35	0.313	0.78
SR	10.27	0.0030	0.64	1	1.73	2.433	0.263	0.78	0.313	1.35	0.313	0.78