

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHESCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENTGENIE 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
DE LA COMMUNE DE MESSAAD (W.DJELFA)**

Présenté par :

M^r : GHOULA ABDERRAHMANE

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^{me} H.MEDDI	M C.B	Présidente
M^{me} S.HOULI	M A.A	Examinatrice
M^r A. RASSOUL	M C.B	Examineur
M^{me} M.KAHLERRAS	M A.B	Examinatrice
M^{me} S. Sadoune née Harkat	M A.A	Promotrice

Juillet-2012

REMERCIEMENTS

Au nom d'Allah le plus grand merci lui revient de nous avoir guidé vers le droit chemin, de nous avoir aidés tout au long de nos années d'étude. On dit souvent que le trajet est aussi important que la destination.

Les cinq années d'étude m'ont permis de bien comprendre la signification de cette phrase toute simple. Ce parcours, en effet, ne s'est pas réalisé sans défis et sans soulever de nombreuses questions pour lesquelles les réponses nécessitent de longues heures de travail.

J'exprime toute ma gratitude à *Mme Sadoune née Harkat .S* notre encadreur, Son encadrement était des plus exemplaires. Pour l'effort fourni, les conseils prodigués, sa patience et sa persévérance dans le suivi.

J'adresse également mes remerciements, à tous mes enseignants, qui m'ont donnée les bases de la science.

Mes remerciements vont également à mes parents, de tous les sacrifices qu'ils ont consentis pour me permettre de suivre mes études dans les meilleures conditions possibles et n'avoir jamais cessé de m'encourager tout au long de mes années d'étude.

Je remercie très sincèrement, les membres de jury d'avoir bien voulu accepter de faire partie de la commission d'examineur.

Merci à voustoute personne qui a participé de près ou de loin pour l'accomplissement de ce modeste travail.

DEDICACE

Tout d'abord, louange à « Allah » qui m'a guidé sur le droit chemin tout au long du travail et m'a inspiré les bons pas et les justes reflexes.

Sans sa miséricorde, ce travail n'aura pas abouti.

Je dédie ce mémoire à toute ma famille, à tous mes amis et à tous ceux qui me connaissent.

Qu'ils trouvent à travers ce travail ma sincère reconnaissance.

ملخص

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

مذكرتنا هذه تتضمن دراسة لتجسيد المحطة بقدرة استيعاب متوسطة و ضئيلة على مرحلتين
1- الأولى معالجة المياه المستعملة في أفق 2025 ذات قدرة معالجة 150470 نسمة.
2 الثانية توسيع المحطة لضمان رفع قدرة الاستيعاب إلى 231000 نسمة في أفق 2040.

Résumé

Notre présent travail consiste à réaliser une station d'épuration au niveau de la ville *MESSAAD (W.DJELFA)* 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 moyenne et faible charge, cette station se réalise en deux phases :

La première phase permettra de traiter la pollution de 150470 équivalent habitent à l'horizon 2025.

La deuxième phase (extension) correspond à une augmentation de la capacité initiale de la station soit de 231000 équivalent habitent à l'horizon 2040.

Abstract

*Our dissertation turns around establishing a cleansing station for used water in the tour *MESSAAD (DJELFA)*. 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 medium end low capacity.

The study in turn is divided into two phases:

1-The first phase permits to treat the used water of 150470 inhabitants till 2025

2-the second escapades the station to raise the station capacity for 231000 till 2040

Sommaire

Introduction générale	1
Chapitre 1 : Présentation du site.	
I.1-Présentation et délimitation de la zone d'étude.....	2
I.1.1- Situation géographique: et géologique.....	2
I.1.2- Localisation du site de la future station d'épuration.....	4
I.2-Climatologie	4
I.2.1-Précipitations.....	5
I.2.2-Température	5
I.2.3- Vents	6
I.2.4- L'Ensoleillement	6
I.2.5- L'évaporation	6
I.3- Evolution démographique	7
I.4- Les équipements	7
I.4.1- Pour la ville de Messaad	7
A- Equipements scolaires.....	7
B- Formation professionnelle.....	7
a-Santé	7
b-Sport.....	8
c-Culture	8
I.4.2- Pour la ville de Selmana	8
A- Equipement scolaire	8
B- Santé	8
I.5- Les activités économiques	8
I.5.1-Activités agricoles	8
I.6- Ressources hydriques	9
I.6.1- Alimentation en eau potable	9
I.6.2- Estimation de la dotation en eau potable	9
I.7- Réseau d'assainissement	10
I.7.1- Forme et dimensions des canalisations	10
I.7.2- Situation actuelle de la décharge	10

Chapitre II : Les procédés d'épuration des eaux usées.

II.1-Introduction	11
II.2- Principaux procédés	11
II.2.1- Procédés physiques	11
II.2.2- Procédés physico-chimiques	11
II.2.3- Procédés biologiques	11
II.3- Epuration dans une station d'épuration des eaux usées urbaines.....	12
II.3.1- Prétraitements.....	12
A- Dégrillage.....	12
B-Tamisage.....	13
C-Dessablage.....	13
D-Dégraissage-déshuilage.....	13
II.3.2-Traitements primaires.....	14
II.3.3-Traitements secondaires.....	15
II.3.3.1-Traitement physico-chimique.....	15
A-Coagulation.....	15
B-Floculation.....	15
C-Neutralisation.....	16
D-Décantation.....	16
E-La filtration.....	16
II.3.3.2-Les traitements biologiques.....	17
A-Les procédés biologiques extensifs.....	17
A.1-l'épandage.....	17
a)-Avantage.....	17
b)-Inconvénients.....	17
A.2-Le lagunage.....	18
a)- le lagunage naturel.....	18
a.1)- Avantages et Inconvénients.....	18
b)-le lagunage aéré.....	19
b.1)- Avantages et Inconvénients.....	19
B-Les procédés intensifs.....	19
B.1-Le lit bactérien.....	19
B.2- Le disque biologique.....	20
B.3-Boues activées.....	21
a)- Avantages et Inconvénients de traitement par boues activées.....	22

b)- Composants d'une unité biologique.....	22
c)-Classement des procédés par boues activées.....	23
c-1)-Charge massique.....	23
c-2)-Charge volumique.....	23
c-3)-Age des boues.....	23
e- Traitement Des Boues	24
e.1)-Epaississement.....	24
e.2)- Lits De Séchage.....	25
e.3)- Théorie de l'épuration par boue activée.....	25
II.3.4- Le traitement tertiaire.....	28
II.4- Paramètres influençant le processus épuratoire.....	29
A)-Besoins en oxygène.....	29
B)-Besoins en nutriments	29
C)-Effet de la température.....	29
D)- Influence de PH.....	29
E)-Influence de la toxicité.....	29
II.5-Conclusion.....	29

Chapitre III : dimensionnement de la station d'épuration.

III.1-Introduction	30
III.2- Calculs de base pour le dimensionnement	30
III.2.1- Estimation des débits	30
III.2.2- Evaluation des charges polluantes	32
a)-La charge moyenne journalière en DBO ₅	35
b)-La charge en MES	35
III.3- Prétraitement	36
III.3.1-Dégrillage	36
a)-dimensionnement de canal	36
b)-dimensionnement de grille	37
III.3.2-Dessablage - Déshuilage.....	41
III.3.2.1-Horizon 2025	41
a)-Dimensionnement du bassin de dessablage –déshuilage	41
b)-Besoins en air.....	42
III.3.2.2-Horizon 2040	42

a)-Dimensionnement.....	42
b)-Le volume d'air à insuffler dans le déssableur.....	43
III.3.2.3- Calcul des quantités des matières éliminées par le déssableur	43
III.4-Les traitements primaires	45
III.4.1-Introduction	45
III.4.2- Choix du décanteur primaire	45
III.4.3- Données de départ pour le calcul du décanteur primaire	45
III.4.4-Dimensionnement du décanteur	46
III.4.4.1 - Horizon 2025.....	46
A-La surface horizontale du décanteur.....	46
B-Volume du décanteur ($T_s = 1,5h$)	46
C- La hauteur du décanteur	46
D- Le diamètre du décanteur	46
E- Détermination du temps des séjours	46
F- Calcul de la quantité de boues éliminées	47
III.4.4.2- Horizon 2040.....	47
A- La surface horizontale du décanteur	47
B- Volume du décanteur ($T_s = 1,5h$)	47
C- La hauteur du décanteur	47
D- Le diamètre du décanteur.....	47
E- Détermination du temps des séjours	48
F- Calcul de la quantité de boues éliminées	48
III.5-Les traitements secondaires	49
III.5.1- Traitement biologique.....	49
III.5.2- Etude de la variante à moyenne charge	49
III.5.2.1-Horizon 2025	49
A-Dimensionnement du bassin d'aération	50
B-Besoin en oxygène	51
C-Système d'aération	52
D-Calcul de l'aérateur de surface à installer	53
1)-La quantité totale d'oxygène transférée par unité de puissance dans les conditions standard (N_o)	53
2)-Calcul de la puissance nécessaire à l'aération « puissance requise pour oxygénation » W_a	53
3)-Calcul de la puissance de brassage et le maintien des solides en suspension dans le bassin	54

4)-Le nombre d'aérateurs dans le bassin	54
5)-Besoin en énergie de l'aérateur	54
E- Bilan de boues	54
F-Décanteur secondaire (clarificateur)	56
III.5.2.2-Horizon 2040.....	57
III.5.3- Etude de la variante à faible charge	59
III.5.3.1-Horizon 2025	59
A-Dimensionnement du bassin d'aération	60
B-Besoin en oxygène	61
C-Calcul de l'aérateur de surface à installer	61
1-La quantité totale d'oxygène transférée par unité de puissance dans les conditions standard (No)	61
2-Calcul de la puissance nécessaire à l'aération « puissance requise pour oxygénation » W_a	62
3-Calcul de la puissance de brassage et le maintien des solides en suspension dans le bassin	62
4-Le nombre d'aérateurs dans le bassin	62
5-Besoin en énergie de l'aérateur	62
D-Décanteur secondaire (clarificateur)	62
E- Bilan de boues	62
III.5.3.2-Horizon 2040.....	64
III.6-La désinfection	66
III.6.1- Introduction	66
III.6.2- Dose du chlore à injecter	66
III.6.2.1- Horizon 2025	66
A- La dose journalière	66
B-Calcul de la quantité de la javel pouvant remplacer la quantité du chlore.....	66
D- La quantité d'hypochlorite nécessaire	66
E- La quantité annuelle d'hypochlorite	66
III.6.2.2- Horizon 2040	67
A- La dose journalière	67
B- La quantité d'hypochlorite nécessaire	67
C- La quantité annuelle d'hypochlorite	67
III.7-Traitement des boues	67
III.7.1-Introduction	67
III.7.2-Variante à moyenne charge	68

III.7.2.1- Stabilisation des boues	68
III.7.2.2-Epaississement des boues.....	68
A- Epaississement par décantation	69
B-Epaississement par flottation.....	69
III.7.2.3-Déshydratation des boues.....	69
A-Déshydratation sur lits de séchage.....	69
B-Déshydratation mécanique.....	69
C-Déshydratation naturelle (séchage thermique).....	69
III.7.2.4-Choix de la filière de traitement de boues	70
III.7.3- Variante à moyenne charge.....	70
III.7.3.1-Dimensionnement pour Horizon 2025	70
A-Dimensionnement du bassin de stabilisation	70
B-Dimensionnement de l'épaississeur.....	71
a)- Calcul du débit journalier reçu par l'épaississeur	71
b)- La concentration du mélange	71
c)- Le volume de l'épaississeur	71
d)- La surface horizontale	71
e)- Le diamètre	71
C- Dimensionnement des lits de séchage.....	71
III.7.3.2- Dimensionnement pour Horizon 2040.....	72
A- Dimensionnement du bassin de stabilisation	72
B- Dimensionnement de l'épaississeur.....	72
a)- Calcul du débit journalier reçu par l'épaississeur	72
b)- La concentration du mélange	73
c)- Le volume de l'épaississeur	73
d)- La surface horizontale	73
e)- Le diamètre	73
C- Dimensionnement des lits de séchage.....	73
III.7.4- Variante à faible charge.....	75
III.7.4.1- Horizon 2025.....	75
III.7.4.1.1- Epaississement.....	75
III.7.4.1.2- Lits de séchage.....	75
III.7.4.2- Horizon 2040.....	76
III.8-Conclusion.....	76

Chapitre IV : Calcul hydraulique.

IV.1-Introduction	77
-------------------------	----

IV.2-Emplacement des ouvrages dans le site de la station	77
IV.3)- Déversoir d'orage	77
IV.3.1- A l'amont du déversoir	77
IV.3.2- A l'aval du déversoir	78
IV.3.3- Dimensionnement du déversoir d'orage.....	78
IV.3.4- Dimensionnement de la conduite de fuite	78
IV.3.5- Dimensionnement de la conduite By-pass	79
IV.4- Profil hydraulique	79
IV.4.1-Cotes moyennes du terrain naturel des zones d'implantation des ouvrages.....	79
IV.4.2-Calcul des pertes de charges, diamètres et des longueurs des conduites reliant les ouvrages de la station d'épuration.....	79
IV.4.2.1-Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages	80
IV.4.2.2-Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages ainsi que les pertes de charges.....	80
IV.4.3-Calculs des cotes piézométriques et cotes de radier des différents ouvrages	82

Chapitre VI: Gestion et exploitation de la station d'épuration.

VI.1-Introduction	85
VI.2-Mesures et contrôles effectués au niveau de la station d'épuration	85
VI.3-Contrôle de fonctionnement.....	86
VI.3.1-Contrôle journalier	86
VI.3.2-Contrôles périodiques	86
VI.4-Entretien des ouvrages	87
VI.4.1-Le dégrilleur	87
VI.4.2-Déssableur-déshuileur	87
VI.4.3-Bassin d'aération	87
VI.4.4- Décantation et clarification	87
VI.4.5-Désinfection des eaux épurées	87
VI.4.6-Lits de séchage	88
VI.4.7-Epaississeur	88
Conclusion générale.....	89

LISTE DES TABLEAUX

Tableau n° I-1: Les caractéristiques de la station de référence.....	5
Tableau n° I-2 : Les variations mensuelles des pluviométries.	5
Tableau n° I- 3 : Les variations des températures mensuelles.....	5
Tableau n° I-4 : Les variations mensuelles de la vitesse de vent.	6
Tableau n° I- 5 : Les variations mensuelles de l'ensoleillement.	6
Tableau n° I- 6 : Les variations mensuelles de l'évaporation.	6
Tableau n° I- 7: Evolution de la population de Messaad.....	7
Tableau n° I-8: Evolution de la population de Selmana.....	7
Tableau n° I-9 : la répartition de la superficie de différents types de cultures.....	8
Tableau n° I-10: la production des fruits.....	8
Tableau n° I-11: caractéristique des forages.....	9
Tableau n° II-1 : classement des procédés par boues activées.....	23
Tableau n° II-2: Avantages et inconvénients des différents procédés.....	24
Tableau n° III.1 : les résultats d'analyse.....	34
Tableau n° III-2 :. Estimation de la composition des eaux usées.	36
Tableau n° III-3 : Tableau récapitulatif des résultats de dimensionnement pour l'horizon 2025.....	38
Tableau n° III.4 : Tableau récapitulatif des résultats de dimensionnement pour l'horizon 2040.....	40
Tableau n° III.5: Récapitulatif des résultats.....	43
Tableau n° III.6: Les valeurs de la vitesse limite en fonction de Q_{moy}	46
Tableau n° III.7 : récapitulatif des résultats des calculs du décanteur.....	48
Tableau n° III.8: Charge massique en fonction de a' et b'	51
Tableau n° III.9 : Les résultats de l'horizon 2040 à moyenne charge.....	57
Tableau n°III.10 : Les résultats de l'horizon 2040 à faible charge.....	64
Tableau n°III.11 : Tableau récapitulatif des résultats à moyenne charge.....	74
Tableau n° III.12: Les résultats de l'horizon 2040 à faible charge.....	76
Tableau n° IV.1: Cotes moyenne du terrain naturel de la zone d'implantation des différents ouvrages de la station.....	79
Tableau n° IV.2: Longueurs des conduites entre les ouvrages de la STEP.....	80
Tableau n° IV.3: Récapitulatif des résultats.....	84

LISTE DES FIGURES

Figure n°I-1: Situation Géographique du site	3
Figure n° I-2: Localisation du site de la future station d'épuration	4
Figure n°I-5: Diagramme Ombrothermique de Bagnouls et Gausсен.....	6
Figure n° II-1 : Le dégrilleur type courbe.....	13
Figure n° II-2 : Le dessablage-déshuilage.....	14
Figure n° II-3 : Racleur des graisses d'un dessableur- dégraisseur.....	14
Figure n° II-4 : Essai de coagulation dans une usine de traitement.....	15
Figure n° II-5 : Processus de coagulation, floculation et de sédimentation.	16
Figure n° II-6 : Coupe d'un lit filtrant vertical planté de roseaux.	17
Figure n° II-7 : Schéma d'une filière de lagunage naturel type.....	18
Figure n° II-8: Schémas d'un lit bactérien.	20
Figure n° II-9 : Schéma d'un disque biologique.	20
Figure n° II-10 : Schéma d'un traitement par boues activées.	22
Figure N° II –11: Réaction d'azote.....	27

Liste des plans

Plan N°01 : Vue en plan de la station.

Plan N°02 : Profil hydraulique.

Plan N°03 : levé topographique.

Plan N°04 : plan de situation.

Plan N°05 : Ouvrages de la station.

INTRODUCTION

L'eau usée est un milieu très chargé en matières polluantes pernicieuses aussi bien au milieu récepteur qu'aux êtres vivants. Pour obvier à cette pollution funeste l'eau usée doit subir une épuration avant son rejet ou réutilisation.

Le développement de l'humanité est de plus en plus freiné par la pollution croissante de l'eau. La contamination des lacs et des rivières est un des problèmes de pollution de l'eau que l'on rencontre le plus fréquemment dans le monde, d'où la nécessité de traiter les eaux usées avant de les rejeter dans les milieux naturels.

Actuellement, le rejet des eaux usées de la commune de MESSAAD se déverse directement dans Oued MESSAAD sans aucun traitement préalable.

L'objectif principal de l'étude du système d'épuration des eaux usées de la ville de MESSAAD consiste à protéger les eaux de l'Oued MESSAAD contre la pollution qui seront ensuite destinées à l'irrigation.

C'est à partir de cette vision que nous avons jugé nécessaire et opter à la seule solution qui consiste à l'emplacement d'une station d'épuration en aval de l'agglomération urbaine, située juste à l'amont de débit de Oued, pour que toutes les eaux usées de la ville seront cumulées et épurées avant qu'elles soient déversées dans le milieu récepteur (Oued MESSAAD).

Le contenu comprendra différentes parties. Nous allons faire une analyse assez poussée de la présentation de la ville de MESSAAD. Puis, on traitera en détail une recherche bibliographique portant sur la pollution des eaux et les différentes techniques d'épuration existantes en mettant en évidence leurs efficacités.

On consacrera une étude pour la mesure et l'analyse des différents paramètres de la pollution ainsi que le débit entrant.

Ensuite, on fera une étude du dimensionnement de la station d'épuration pour deux horizons 2025 et 2040.

En terminant par un calcul hydraulique relatif à cette station.

Chapitre I : Présentation du site

I.1 Présentation et délimitation de la zone d'étude :

I.1.1-Situation géographique et géologique:

La Daïra de Messâad représente 30,19% de la surface total de la Wilaya de Djelfa avec une superficie de 9744,47 km², elle englobe les cinq communes qui sont:

- Messâad.
- Selmana.
- Sed Rahal.
- Guettera.
- Deldoul.

La commune de Messâad se situe à 76km au Sud-Est de la ville de Djelfa et à 92km au Nord-Est de Laghouat, avec une superficie de 139,67km²(la plus petite dans la wilaya) ; ses coordonnées géographiques sont :

X=572,30 X=576,60

Y=394,60 Y=396,80

Limité par :

- La commune de Moudjabara au Nord.
- La commune de Selmana à l'Est et au Sud-Est.
- La commune de Deldoul à l'Ouest et au Sud-Ouest.

La ville de Messaad se trouve à la bordure Sud et Sud-Est de la grande pénéplaine de Mrekbat el ouassil. Cette pénéplaine est limitée :

- Au Nord par la surélévation de Moudjbara (Altitude:1491 m).
- A l'Est par le massif montagneux du Djebel Boukahil.
- A l'Ouest par l'anticlinal de Djebel Mergueb, Zerga .
- Au Sud par une suite de crêtes rocheuses: Kef El-Guettouf, Kef Trog, Kef Tassedra, Kef El Bordj et les collines du Seba Hasedj, barrière rocheuse orientée W.S.W-N.E, séparant cette pénéplaine des DIAS.

Au Nord, les monts des OULED NAIL dont la surélévation de MOUDJBARA fait partie, grâce à leur versant méridional, au bassin versant de l'Oued Messâad.

L'Oued Messâad sépare la ville de l'Ouest à l'Est jusqu' au KHENNEG DEMMED où il traverse en cluse les dernières chaînes Atlasiques pour déboucher dans la plaine saharienne et confluer avec l'Oued Djedi.

La liaison routière est assurée par deux axes d'importance nationale, un chemin de la Wilaya et deux chemins communaux:

- Route nationale 1.B: elle relie le chef-lieu de la commune de Messâad à la commune d'Ain- El Bell et a la route nationale N° 1.
- Route nationale 89: elle se dirige vers Boussaâda en passant par Feidh el Botma.
- Chemin de wilaya 189:il prend naissance à l'intérieur de la ville de Messâad pour relier cette dernière à Moudjbara.

- Chemins communaux : l'un relie la ville de Messâad à la commune de Selmana et l'autre, située au Sud et prenant naissance sur la R.N.1 à 08 km de Messâad, relie cette dernière à la commune de SED-RAHAL.
- Route Touggourt : relie le chef-lieu de la commune de Messâad à la commune de Touggourt.

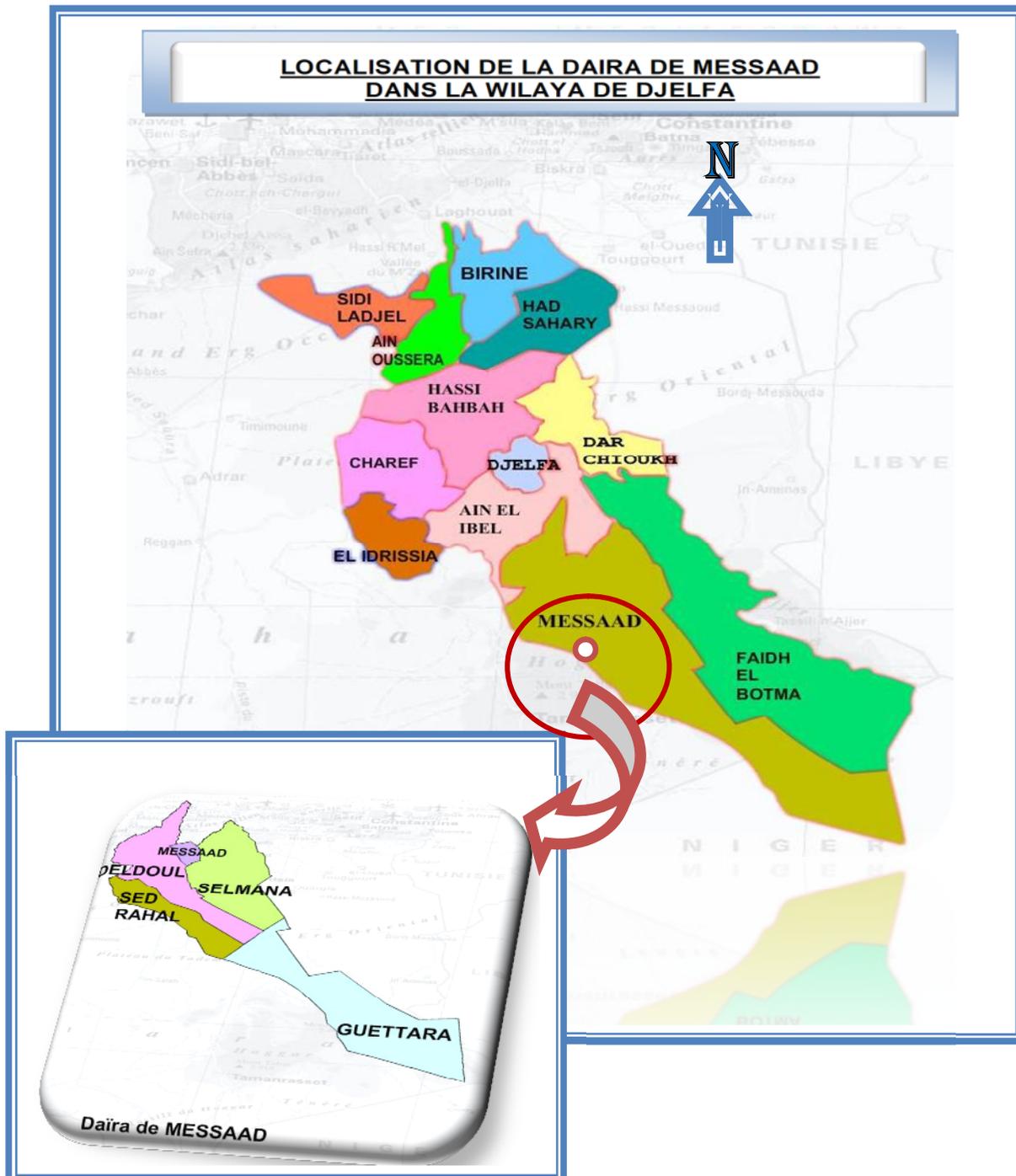


Figure N° I-1 : Situation Géographique de la Daïra de Messâad (wilaya de Djelfa).

I.1.2-Localisation du site de la future station d'épuration:

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 MESSAAD et l'agglomération secondaire SELMANA.
- ❖ Des terres à irriguer à partir de OUED MESSAAD.
- ❖ Du lieu de dépôt ou de traitement des résidus qui seront issus de la future station d'épuration (boues, refus de dégrillage et dessablage- déshuilage).



Site préconisé pour l'implantation de la STEP de Messâad

Figure N° I-2 : Localisation du site de la future station d'épuration.

I.2-Climatologie:

On peut considérer le climat comme l'action conjuguée d'un ensemble des phénomènes atmosphériques (facteurs de climat : T, P, H ...) dans un durée.

Généralement les régions steppique Algérienne sont caractérisées par un climat semi-aride à aride avec une saison estivale sèche et chaude alternant avec un hiver pluvieux et froid.

La station de Messâad est suspension donc les données suivant la période entre (1994-2008), les caractéristiques de la station de référence :

Tableau N° I-1: Les caractéristiques de la station de référence.

Longitude	Latitude	Altitude
03°23 ^E	34°20 ^N	1180mm

I.2.1-Précipitations:

La précipitation est marquée par une variabilité inter mensuelle et saisonnière, elles se situent généralement entre 150mm en bordure saharienne et 500mm en bordure tellienne.

Tableau N° I-2 : Les variations mensuelles des pluviométries entre (1994-2008)

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Sep	Oct	Nov	Dec	M.A
Précipitations (mm)	23,08	25,03	22,01	26,95	26,68	11,29	7,94	20,4	37,88	30,55	22,06	28,07	23,5

(Source : ONM).

D'après ce tableau on remarque que la valeur maximale des précipitations est enregistrée au mois de septembre (37.88mm), tandis que le minimum est atteint au mois de juillet (7.94mm).

La pluviométrie moyenne annuelle est de 286.96mm.

I.2.2-Température:

Les températures présentent un contraste net entre l'été et l'hiver, l'hiver l'amplitude thermique diurne peut atteindre et même dépasser 20c°, avec un minimum hivernal atteignant facilement 2.3c° et un maximum estival dépassant 35c°.

Tableau N° I-3: Les variations des températures mensuelles entre (1994-2008):

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	M.A
Tmax (°C)	8,52	12,03	15,47	12,56	24,36	30,34	31,5	33,11	26,8	21,47	14,33	10,15	20,05
Tmin (°C)	0,08	0,69	3,38	6,2	10,9	15,65	17,27	18,49	13,89	9,85	4,45	1,82	8,56
Tmoy (°C)	4,39	6,37	9,39	12,49	17,87	23,46	24,81	26,04	20,39	15,47	9,17	5,68	14,63

(Source : ONM)

On remarque que la température diminue pendant les trois mois d'Hiver (Décembre, Janvier, Février) et atteint le minimum de 4.39 °C en Janvier, elle augmente pendant les trois mois d'été (Juin, Juillet, Aout) et atteint le maximum de 26.04°C en Aout. La moyenne annuelle est de 14.63°C.

Diagramme Ombrothermique : permet de déterminer la période sèche, ou le mois sec est celui où le total moyen des précipitations est inférieur ou égale au double de la température moyenne mensuelle, quand la courbe de température est au-dessus de celle des précipitations la zone délimitée représente la zone séché.

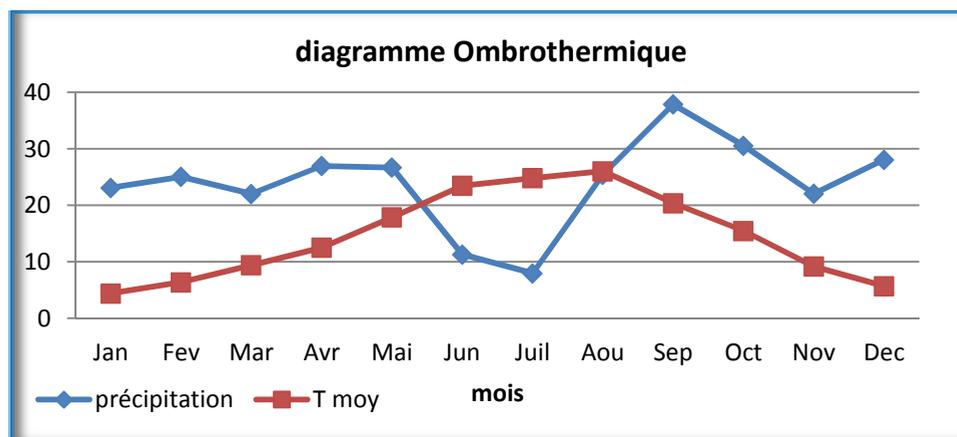


Figure N° I-5: Diagramme Ombrothermique de Bagnols et Gausсен entre (1994-2008)

I.2.3-Vents:

Les vents dominants sont de direction nord-ouest, le second secteur dominant est le sud, les vents sont chauds et secs.

Tableau N° I-4: Les variations mensuelles de la vitesse de vent entre (1994-2008)

MOIS	JAN	FÉV	MAR	AVR	MAI	JUN	JUIL	AOU	SEP	OCT	NOV	DEC	M.A
la vitesse m/s	4.2	4.08	4.25	4.22	7.29	3.86	3.69	3.5	3.56	3.69	3.94	4.16	4.2

(Source : ONM)

Les vitesses moyennes mensuelles des vents varient de 3.5 m /s à 7.29m/s avec une moyenne annuelle de 4.2m/s.

Selon le tableau N° I-4 la vitesse de vent est élevée aux moises, Mars et Avril, Mai.

I.2.4-L'Ensoleillement : moyennes mensuelles et annuelle de l'ensoleillement

Tableau N° I-5: Les variations mensuelles de l'ensoleillement entre (1994-2008).

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	juill	Août	Sep	Oct	Nov	Dec	M.A
Ensoleillement (h)	179,36	203,57	256,79	221	297,14	132,64	299,46	297,79	255,43	234	201,43	167,93	228,88

(Source : ONM)

On peut remarquer que les valeurs les plus importantes sont enregistrées en période allant du mois de Mars ou mois d'Octobre, la valeur la plus élevée est celle du mois de juillet soit : 299.46 h

I.2.4-L'Evaporation :

Tableau N° I-6: Les variations mensuelles de l'évaporation entre (1994-2008).

(Source : ONM)

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	M.A
Evaporation (mm)	54	71,5	142,14	122,7	185,36	252,36	295,54	275,8	172,14	123,86	76,36	46,57	151,5

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 295,54 mm et un minimum au mois de Décembre avec une valeur de 46,57 mm

La moyenne annuelle de l'évaporation est de 1818,4 mm

I. 3-Evolution démographique :

La population élément fondamental autour duquel s'articule tous les programmes de développement, elle doit entrer bien définie, qu'elle soit raccordée au réseau d'assainissement ou raccordable ultérieurement pour déterminer la capacité de futur système d'épuration.

Pour la ville de Messâad : pour la période de 2008 à 2010, le taux d'accroissement sera égale à la valeur de 2.8%, et pour la période de 2010 à 2025 sera égale à 2.3%, et pour 2025 à 2040 sera égale à 1.9%.

Pour la ville de Selmana : pour la période de 2008 à 2010, le taux d'accroissement sera égale à la valeur de 3%, et pour la période de 2010 à 2025 sera égale à 2.5%, et pour 2025 à 2040 sera égale à 2.1%.

L'estimation de la population est déterminée par la formule des accroissements finis :

$$P=P_0(1+X)^n.$$

Ou :

P : représente la population projetée.

P₀ : représente la population à l'année de référence.

X : représente le taux de croissance.

n : représente la valeur de la période séparant l'année de référence de l'horizon d'étude.

Tableau N° I-7: Evolution de la population de Messaad.

Année	2008	2010	2010	2025	2025	2040
Taux d'accroissement	2.8		2.3		1.9	
Nombre d'habitants	102454	108271	108271	152282	152282	201958

Tableau N° I-8 : Evolution de la population de Selmana.

Année	2008	2010	2010	2025	2025	2040
Taux d'accroissement	3		2.5		2.1	
Nombre d'habitants	19471	20656	20656	29916	29916	40860

I.4-Equipements :

I.4.1-Pour la ville de Messâad:

A-Equipements scolaires : la ville de Messâad compte 51 établissements scolaires (tous les cycles).

B-Formation professionnelle : Messâad dispose d'un centre de formation professionnelle, la capacité de ce centre est 400 postes.

a-Santé :

En matière de couverture sanitaire, la ville de Messâad compte :

-01 hopital de 240 lits de capacité.

-01 polyclinique dont : -01 centre de PMI.

- 01 dispensaire antituberculeux.
- 01 centre d'hygiène scolaire.

- 05 salles de soins.
- 01 centre de santé.

b-Sport :

- 02 stades.
- 01 complexe sportif.
- 01 salle de sport.

c-Culture :

- 02 centres culturels.
- 01 maison de jeunes.
- 01 Auberge.

I.4.2-Pour la ville de Selmana :

A-Equipement scolaire : la ville de Selmana compte 09 établissements scolaires (tous les cycles).

B-Santé :

En matière de couverture sanitaire, la ville de Selmana compte :
-04 salles de soins.

I.5- Les activités économiques :**I.5.1-Activités agricole :****Tableau N° I-9: la répartition de la superficie de différents types de cultures.**

Spéculation	Superficie (ha)	(%)
Arboriculture	460	29.68
Céréales	155	10
Les légumes et les légumineuses	200	12.9
jachères	735	47.42

(Source : PDAU phase finale 2009)

Ce tableau fait ressortir que l'arboriculture est prédominant avec une surface occupée 460 avec une production importante des abricot et les grenade (voir tableau ci-dessous) :

Tableau N° I-10: la production des fruits.

spéculation	Superficie (ha)	(%)	Production Q /an	Rendement Q/ha
Abricot	380	82.61	1800	77.3
grenade	50	10.87	3000	60
Pomme	15	3.26	200	13.3
Pèche	10	2.17	150	15
Autres	5	1.09	-	-
Total	460	100	-	-

(Source : PDAU phase finale 2009)

I.6-Ressources hydriques :

I.6.1-Alimentation en eau potable :

Tableau n° I-11: caractéristique des forages.

Forage	Débit réel (l/s)	Débit d'exploitation l/s	Débit d'exploitation m ³ /h	Temps (h)	Production journalière (M ³ /j)	observation
F3	20	20	72	24 /24	1728	AEP
F4	20	09	32.4	24 /24	177.6	AEP
F6	60	25	90	24 /24	2160	AEP
D6	38	30	108	24 /24	2592	AEP
ZHUN	40	30	108	24 /24	2592	AEP
F5	37	16	57.6	24 /24	1382.4	AEP
OASIS1	35	10	36	12/24 (pour AEP)	432	AEP+ Irrigation
OASIS2	15	08	28.8	12/24	345.6	AEP+ Irrigation
P2	10	04	14.4	12/24	172.8	AEP+ Irrigation
Haniate ouled salem	52	25	90	12/24	1080	AEP+ Irrigation
Total	327	177	637.2		13262	

- Pour la détermination de la dotation de Messâad, il est impératif de connaître réellement la consommation actuelle.
- L'alimentation de la ville de Messâad se fait à partir des forages, d'un débit total de 177 l/s.
- D'après les données citées ci-haut nous obtiendrons un débit journalier de 13262 m³/j, ce qui nous donne une dotation moyenne de 122.4 l/j/habitant (dotation théorique).
- D'après l'information recueillies sur la dotation actuelle est de 90l/j/h avec un taux de connexion estimé à 95% (source ADE).

En conclusion, pour répondre au besoin de la population de la ville de Messâad à long terme (au 2040 le besoins=40391.56m³/j en tenant compte une dotation de 200 l/J/hab), il faut prendre en charge ce déficit (27129m³/j).

I.6.2-Estimation de la dotation en eau potable :

Pour l'estimation des besoins actuels, moyens et futurs de la population Nous avons pris comme dotation théorique les valeurs:

- 170 l/hab/j dans la période 2010-2025
- 200 l/hab/j dans la période 2025-2040.

I.7-Réseau d'assainissement :

La ville de Messâad est dotée d'un réseau d'assainissement de type unitaire avec un taux de raccordement de 90%, ce réseau développe une longueur estimée à cent dix-sept (117Km).

I.7.1-Forme et dimensions des canalisations :

Le réseau d'assainissement de Messâad constitué des canalisations de différents diamètres : 200- 1000 mm, et des canaux rectangulaire de différent dimensionnement

Les rejets sont raccordés dans un collecteur principal de diamètre 1000 mm qui se déverse dans l'Oued Messâad.

I.8-CONCLUSION :

La présente phase relative à la reconnaissance, recueil, analyses et traitement de données de base, nous avons rassemblé toutes les données nécessaires permettant la conception du futur système d'épuration des eaux usées des villes de Messaad et Selmana.

Les principaux points à retenir dans le présent rapport sont les suivants :

- Le réseau d'assainissement est de type unitaire avec un taux de raccordement de 90%.
- Le milieu récepteur des eaux usées rejetées est l'oued Messaad.
- Les villes de Messaad et Selmana sont alimenté en eau potable à partir des forages.

Chapitre 2 : Procédés d'épuration des eaux usées.

II.1-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 procès 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.2-Principaux procédés :

Pour épurer l'eau usée, il faut généralement combiner plusieurs traitements élémentaires dont les bases peuvent être physiques, chimiques ou biologiques et dont l'effet est d'éliminer tout d'abord les matières en suspensions, ensuite les substances colloïdales, puis les substances dissoutes (minérales ou organiques).

II.2.1-Procédés physiques :

Les traitements physiques regroupant les traitements primaires et prétraitements visant essentiellement à conditionner l'eau en vue d'un traitement secondaire, ou en vue d'une dilution dans le milieu récepteur lorsque cela est toléré.

II.2.2-Procédés physico-chimiques :

En général, ces modes de traitement sont mis en œuvre pour le cas où nous notons la présence de matières toxiques dans les eaux usées. Ils permettent :

- **L'élimination des matières en suspension :**

Pour les plus grossières, par voie purement physique : décantation, flottation ou tamisage.

Pour les particules colloïdales, par annulation du potentiel électrique (potentiel ZETA), pour obtenir des particules plus importantes : Coagulation - Flocculation.

- **L'élimination de la pollution organique dissoute :**

Cette élimination se réalise en faisant appel aux propriétés adsorbantes de certains corps, comme le charbon actif.

Ces procédés sont inadaptés pour le traitement des eaux usées à prédominance urbaine.

II.2.3-Procédés biologiques :

Le traitement biologique s'attaque à la fraction biodégradable de la pollution organique, celle-ci comprend :

- Les protides, et principalement les protéines qui par hydrolyse donnent des acides aminés

- Les glucides ou hydrates de carbone qui, à l'état simple correspondent aux sucres comme le glucose, le saccharose, et à l'état complexe donnent des saccharines, comme l'amidon assimilable facilement.
- Les lipides ou graisses qui sont des esters d'acides gras et d'alcools plus ou moins complexes, insolubles dans l'eau, ils peuvent donner des émulsions.

La dégradation des matières organiques est le résultat de la vie des micro-organismes « les bactéries ».

II.3- 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) Le traitement tertiaire.

II.3.1-Prétraitements :

L'ensemble des eaux usées collectées par le système d'assainissement sont apportées vers station, sont relevées, comptabilisées et passent dans un ouvrage assurant les fonctions de dessablage-déshuilage.

L'objectif est de permettre la séparation des matières légères en les faisant remonter à la surface. Les sables, plus lourds, sont recueillis en fond d'ouvrage.

Les eaux ainsi prétraitées sont envoyées vers le traitement biologique.

En temps de pluie ou lors des vendanges, une partie du débit et/ou de la charge, qui ne pourrait pas être traitée immédiatement est déviée vers des bassins d'orage, pour une reprise ultérieure.

A-Dégrillage :

Le dégrillage est implanté à l'amont de toute installation de traitement d'eaux usées, parmi ses fonctions :

- Protection de la station contre l'arrivée intempestive de gros objets susceptibles de provoquer des bouchages dans les différentes unités de l'installation.
- Séparation et évacuation des matières volumineuses par l'eau brute, qui pourraient nuire à l'efficacité des traitements.

L'opération de dégrillage s'effectue par un simple passage des eaux à traiter à travers des grilles (il en existe plusieurs types) dont les barreaux plus ou moins espacés, retiennent les éléments les plus grossiers.

On distingue deux types de grilles :

- Grilles manuelles :

Les grilles manuelles sont composées de barreaux droits en acier, de section cylindrique ou rectangulaire. Ces grilles peuvent être verticales, mais sont le plus souvent inclinées de 60 à 80 ° sur l'horizontale dans le cas où le débit d'effluent est important.

Lorsque le nettoyage est manuel, la surface de la grille doit être calculée largement pour éviter la nécessité d'interventions trop fréquentes, surtout si l'écartement entre barreaux est inférieur à 20 mm.

- Grilles mécaniques :

Ce sont des grilles à nettoyage automatique et sont utilisées à partir d'une certaine importance de la station (au-delà de 2.000 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 [1].
- **Grille mécanique à nettoyage par l'amont :** le mécanisme est assuré par un ou deux peignes montés à l'extrémité de bras, utilisée généralement pour les grilles dont l'espacement des barreaux est inférieur à 20 mm (grilles fines).

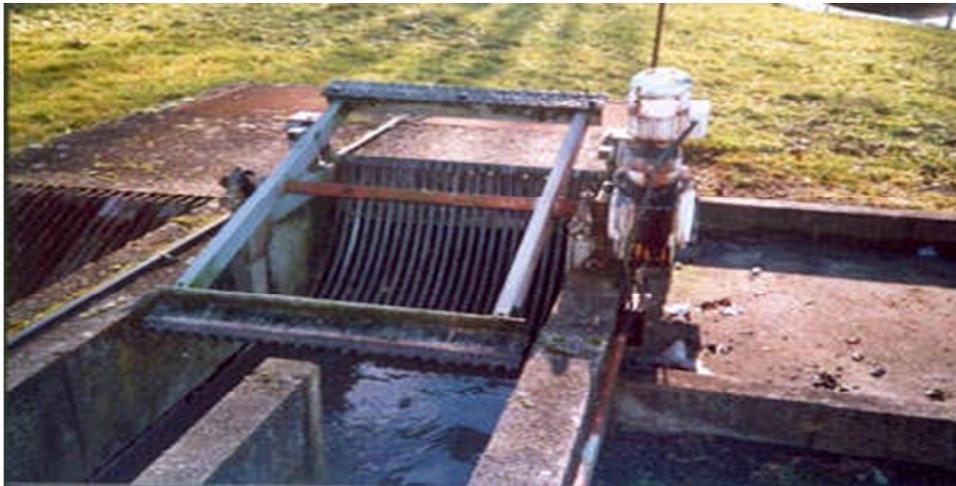


Figure N° II -1: Le dé grilleur type courbe.

B-Tamisage :

Cette opération utilise des grilles de plus faible espacement, peut parfois compléter cette phase du prétraitement ; elle est mise en œuvre dans le cas d'eaux résiduaires chargées de matières en suspension de petite taille. On distingue :

- La macro tamisage (dimensions de mailles $>250\mu$).
- Le micro tamisage ($30\mu < \text{vide de maille} < 150\mu$) [1].

C-Dessablage :

Le dessablage permet d'éliminer les MES de taille importante ou de densité levée (utilisation d'un décanteur classique). C'est une étape indispensable notamment pour éviter le bouchage des canalisations et protéger les équipements contre l'abrasion. Le dessablage est pratiqué par décantation. Les sables extraits sont envoyés en décharge.

Le dessablage concerne les particules minérales de diamètre supérieur à 0,2mm environ.

D-Dégraissage-déshuilage :

Les opérations de dégraissage-déshuilage consistent à séparer de l'effluent brut, les huiles et les graisses par flottation. Ces derniers étant de densité légèrement inférieure à celle de l'eau. L'injection des micro bulles d'air permet d'accélérer la flottation des graisses.

Souvent ces opérations sont combinées dans un même ouvrage où la réduction de

vitesse dépose les sables et laisse flotter les graisses ; enlève ainsi de l'eau les éléments grossiers et les sables de dimension supérieur à 200 microns ainsi que 80 à 90% des graisses et matières flottantes (soit 30 à 40% des graisses totales).

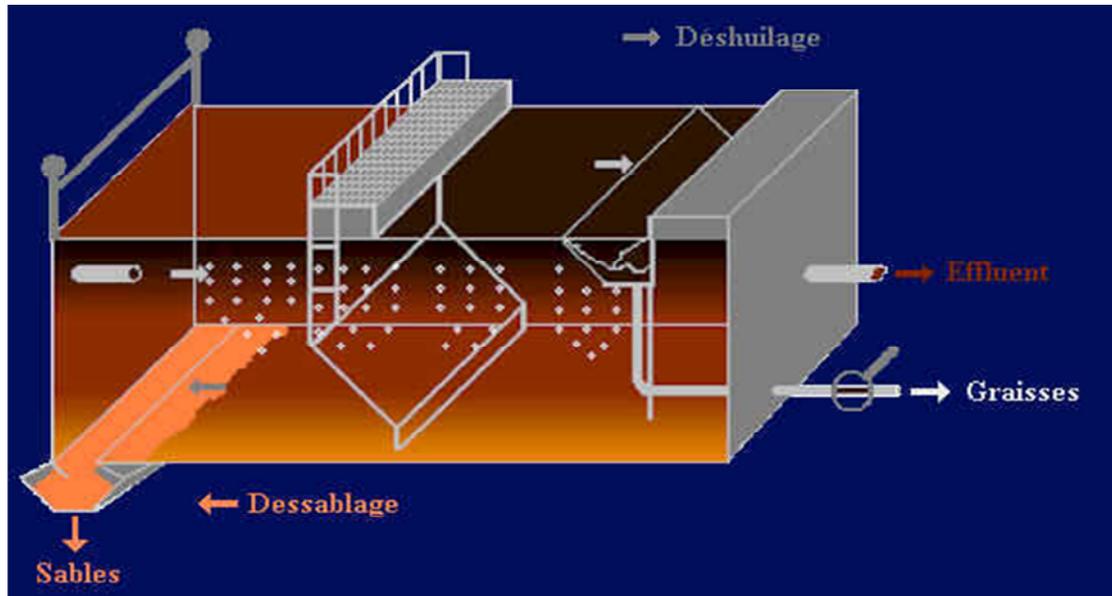


Figure N° II -2: Le dessablage-déshuilage



Figure N° II -3: Racleur des graisses d'un dessableur- dégraisseur.

II.3.2-Traitements primaires :

Le traitement "primaire" fait appel à des procédés physiques, avec décantation plus ou moins aboutie, éventuellement assortie de procédés physico-chimiques, tels que la coagulation- floculation. Ces traitements éliminent 50 à 60 % des matières en suspension, mais ne suffisent généralement plus pour satisfaire les exigences épuratoires de la réglementation actuelle. Avec coagulation et floculation dans des décanteurs lamellaires, on peut éliminer jusqu'à 90 % des MES.

La décantation primaire classique consiste en une séparation des éléments liquides et

des éléments solides sous l'effet de la pesanteur. Les matières solides se déposent au fond d'un ouvrage appelé "décanteur" pour former les "boues primaires". Ces dernières sont récupérées au moyen d'un système de raclage. Ce traitement élimine 50 à 55% des matières en suspension et réduit d'environ 30 % la DBO et la DCO [2].

II.3.3-Traitements secondaires :

Dans la grande majorité des cas, l'élimination des pollutions carbonée et azotée s'appuie sur des procédés de nature biologique. Les procédés membranaires combinent quant à eux des procédés biologiques et physiques.

Certaines installations de dépollution des eaux usées ont toutefois recours à des filières, de traitements physico-chimiques, qui peuvent, dans différents cas (part importante d'effluents industriels dans les eaux collectées, conditions de température inadaptées aux traitements biologiques, niveaux de rejet moins exigeants...) s'avérer plus opportunes.

II.3.3.1-Traitement physico-chimique :

Après une étape de prétraitement, le traitement physico-chimique consiste en une séparation physique solide-liquide après un ajout de réactifs chimiques ayant provoqué l'agglomération des matières en suspension (MES). Le traitement se déroule 5 phases :

A-Coagulation :

Le processus de coagulation implique d'ajouter du fer ou de l'aluminium à l'eau comme du sulfate d'aluminium, sulfate ferrique, chlorure ferrique ou des polymères, ces produits chimiques s'appellent des coagulants et ont une charge positive.

La charge positive du coagulant neutralise la charge négative des particules dissoutes et suspendues dans l'eau.

La coagulation peut enlever un grand nombre de particules organiques, la coagulation peut également enlever les particules suspendues, y compris les précipités inorganiques, tel que le fer, le carbone organique dissout peut donner une odeur et un goût à l'eau désagréable.

Tandis que la coagulation peut enlever des particules et des matières dissoutes, l'eau peut encore contenir des microbes pathogènes [2].



Figure N° II -4: Essai de coagulation dans une usine de traitement.

B-Floculation :

La floculation a pour objectif de favoriser, à l'aide d'un mélange lent, les contacts entre les particules déstabilisées. Ces particules s'agglutinent pour former un floc qu'on peut facilement éliminer par les procédés de décantation et de filtration [2].

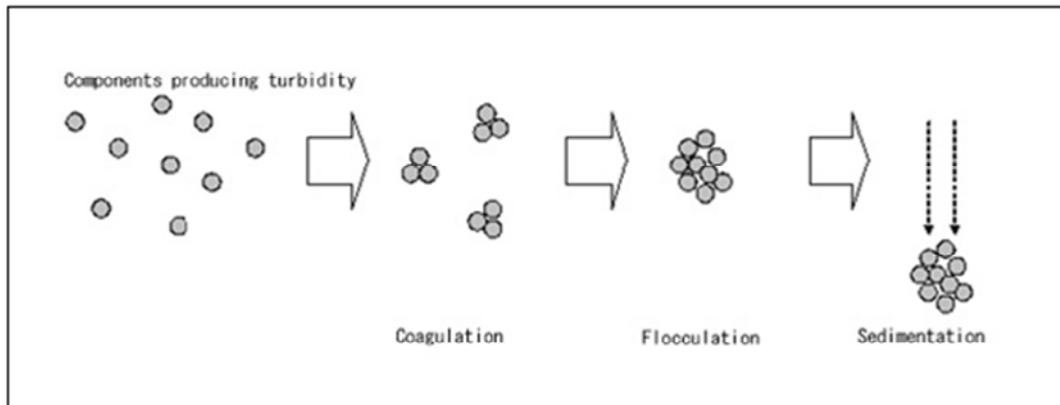


Figure n° II -5: Processus de coagulation, floculation et de sédimentation.

C-Neutralisation :

Le pH d'un effluent rejeté dans un réseau d'égouts doit être compris entre 5,5 et 8,5 (9,5 dans le cas d'une neutralisation par la chaux).

Dans le cas d'effluents dépassant ces limites, une neutralisation est indispensable et nécessite :

- Un bac de réaction agité dont le volume sera calculé au minimum sur le temps de réaction de l'agent neutralisant, mais plus ce bac sera grand moins la consommation en réactifs sera importante dans le cas d'auto neutralisation des effluents (effluents acides et effluents basiques).
- Un pH-mètre avec au moins une régulation proportionnelle. des stockages ou des préparations d'agents neutralisants [2].

D-Décantation :

La décantation, est un procédé qu'on utilise dans pratiquement toutes les usines d'épuration et de traitement des eaux, a pour but d'éliminer les particules en suspension dont la densité est supérieure à celle de l'eau. Ces particules sont en général des particules de floc ou des particules résultant de la précipitation qui a lieu lors des traitements d'adoucissement ou d'élimination du fer et du manganèse. Les particules s'accumulent au fond du bassin de décantation d'où on les extrait périodiquement. L'eau clarifiée située près de la surface, est dirigée vers l'unité de filtration [2].

E-La filtration :

La cinquième étape lors du traitement de l'eau conventionnel est la filtration Par filtration on entend en principe une méthode pour éliminer des impuretés de l'eau en la faisant passer à travers un media filtrant. Aujourd'hui, la filtration regroupe un grand nombre de technologies, dont les technologies de filtrations membranaires qui permettent même de déminéraliser l'eau.

Mais il faut prendre garde aux confusions : souvent, l'on parle en langage courant de filtration particulière en l'appelant filtration. La filtration particulière regroupe l'ensemble des méthodes de filtration permettant d'enlever de l'eau les particules d'une taille supérieure à environ un μm , alors que la filtration inclut l'ensemble des méthodes de traitement de l'eau où l'on fait passer l'eau à travers un media filtrant [2].

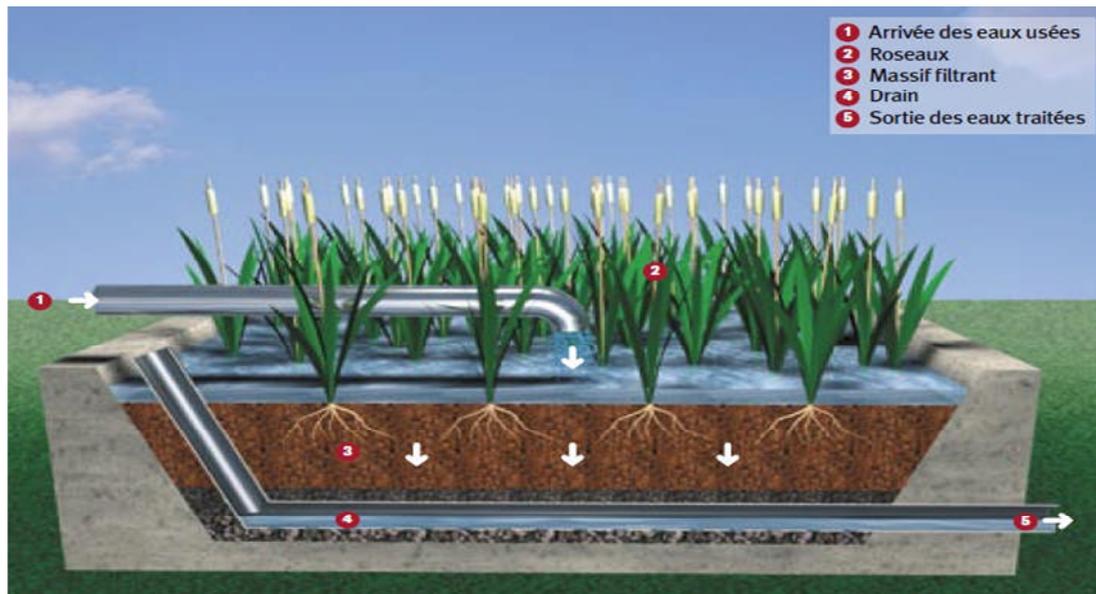


Figure n° II -6: Coupe d'un lit filtrant vertical planté de roseaux.

II.3.3.2-Les traitements biologiques :

L'épuration biologique a pour but d'éliminer la matière polluante biodégradable contenue dans l'eau domestique (décantée ou non) en la transformant en matières en suspension micro-organismes et leurs déchets, plus facilement récupérables.

La dégradation peut se réaliser par voie aérobie (en présence d'oxygène) ou anaérobie (en l'absence d'oxygène). Dans ce dernier cas, où les réactions s'effectuent à l'abri de l'air, le carbone organique, après dégradation, se retrouve sous forme de CO₂, méthane et biomasse. Ce type de traitement appelé « digestion anaérobie » n'est utilisé que pour des effluents très concentrés en pollution carbonée, de type industriel (brasserie, sucrerie, conserverie...) [3].

Le traitement biologique classique des eaux domestiques s'effectue par voie aérobie. Le traitement consiste à dégrader les impuretés grâce à l'action d'une biomasse épuratrice, à laquelle doit être fourni l'oxygène nécessaire à son développement.

Les différents procédés biologiques d'épuration sont :

A- Les procédés biologiques extensifs:

A.1-l'épandage :

C'est le procédé le plus ancien, Il consiste à déverser directement sur le sol perméable des eaux usées, où les granulats constituant le sol sont alors un matériau de support de micro-organismes, ces derniers servent à dégrader la matière organique [2].

a)-Avantage :

- enrichissement du sol par les éléments nutritifs.

b)-Inconvénients :

- Risque de contamination des nappes aquifères.
- Risque de colmatage des sols.
- Utilisation de grandes surfaces de terrain.
- Dispersion des germes pathogènes.
- Procédé non utilisé en période pluvieuse.

A.2-Le lagunage :

Les solutions extensives correspondent à des procédés d'épuration dans lesquels la concentration du réacteur biologique en organismes épurateurs est faible. Le système ne comporte pas de recyclage de liqueur bactérienne ni normalement de phase de clarification séparée. Les surfaces de terrain nécessaires sont considérables, mais la réalisation de l'installation de traitement est a priori très simple et nécessite peu d'équipements électromécaniques.

La température joue un rôle considérable dans l'opération des lagunes puisque le rayonnement solaire constitue la source d'énergie qui permet d'oxygéner l'eau par l'action chlorophyllienne des végétaux.

La lagune est par conséquent à réserver aux pays chauds ($T^{\circ} > 10 - 15^{\circ}C$) [4].

a)- le lagunage naturel :

Le lagunage est un procédé d'épuration naturelle qui a pour principe d'utiliser la végétation aquatique comme agent épurateur des eaux polluées.

Les plantes aquatiques sont ici utilisées comme support aux colonies bactériennes, assurant l'épuration efficace de l'eau qui traverse lentement les colonies végétales installées.

Les éléments polluants comme les nitrates sont ainsi absorbés par les plantes pour restituer, en sortie de lagunage, une eau de bonne qualité [5].

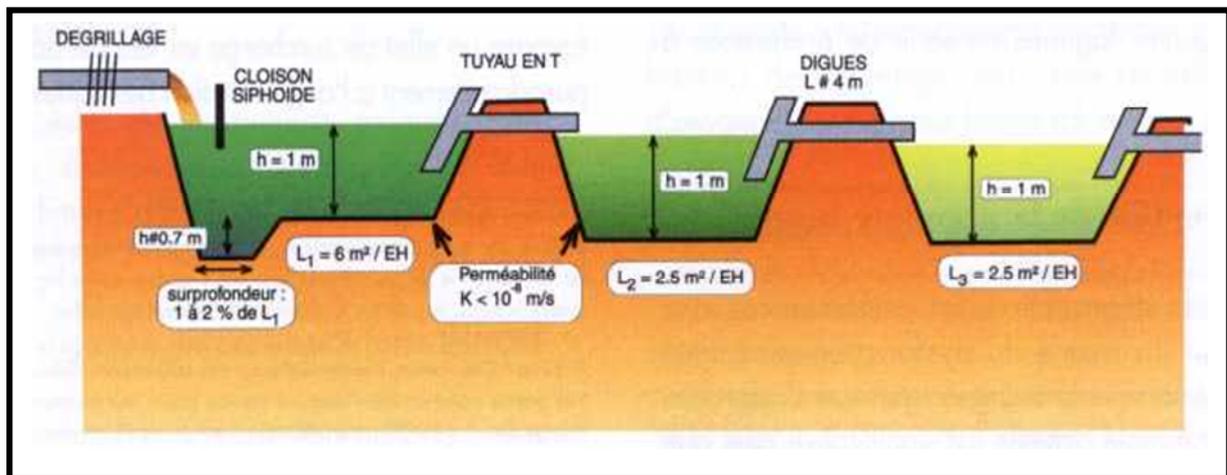


Figure N° II -7: Schéma d'une filière de lagunage naturel type.

a-1)- Avantages et Inconvénients :

• Avantage :

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

- bonne élimination de l'azote (70 %) et du phosphore (60 %).

• **Inconvénients :**

- emprise au sol importante.
- contraintes de nature de sol et d'étanchéité.
- variation saisonnière de la qualité de l'eau traitée.
- nuisances en cas de défaut de conception et/ou d'exploitation (rongeurs, odeurs, moustiques).
- élimination de l'azote et du phosphore incomplète ;
- difficultés d'extraction des boues.
- taille > 100 EH.
- pas de réglage possible en exploitation.
- sensibilité aux effluents septiques et concentrés.

b)-le lagunage aéré :

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

Outre le fait que ce type de lagune coûte, au niveau d'exploitation, plus cher que les lagunes naturelles (consommation d'énergie, entretien électromécanique

La protection des digues par du béton maigre, des pierres ou des feuilles de plastique est indispensable pour éviter l'érosion et la rupture des digues due au battillage de l'eau provoqué par les aérateurs.

b-1)- Avantages et Inconvénients :

• **Avantage :**

- Tolérant aux variations de charges hydrauliques et/ou organiques importantes ;
- Tolérant aux effluents très concentrés ;
- Tolérant aux effluents déséquilibrés en nutriments ;
- Traitement conjoint d'effluents domestiques et industriels biodégradables ;
- Bonne intégration paysagère ;
- Boues stabilisées ;
- Curage des boues tous les deux ans.

• **Inconvénients :**

- Rejet d'une qualité moyenne sur tous les paramètres ;
- Nécessité de matériels électromécaniques requérant un entretien spécifique ;
- Nuisances sonores liées à la présence de système d'aération ;
- Forte consommation énergétique.

B- Les procédés intensifs :

B.1-Le lit bactérien :

Le principe de fonctionnement d'un lit bactérien consiste à faire ruisseler les eaux usées, préalablement décantées sur une masse de matériaux poreux ou caverneux qui sert de support aux micro-organismes (bactéries) épurateurs.

Une aération est pratiquée soit par tirage naturel soit par ventilation forcée. Il s'agit d'apporter l'oxygène nécessaire au maintien des bactéries aérobies en bon état de fonctionnement. Les matières polluantes contenues dans l'eau et l'oxygène de l'air diffusent, à

contre-courant, à travers le film biologique jusqu'aux micro-organismes assimilateurs. Le film biologique comporte des bactéries aérobies à la surface et des bactéries anaérobies près du fond. Les sous-produits et le gaz carbonique produits par l'épuration s'évacuent dans les fluides liquides et gazeux [6].



Figure N° II -8: Schémas d'un lit bactérien.

B.2- Le disque biologique :

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

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

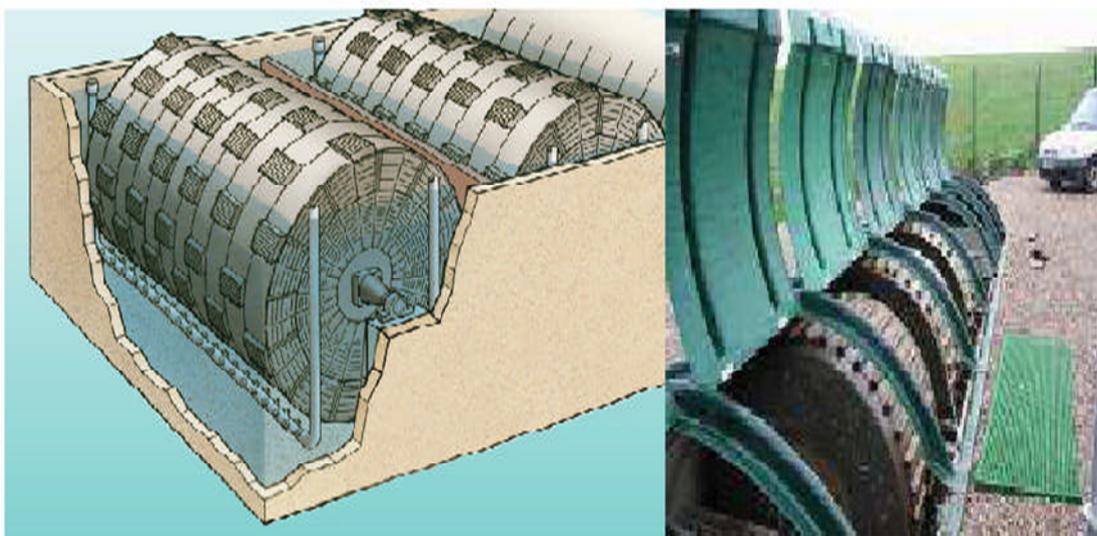


Figure N° II -9: Schéma d'un disque biologique.

- Avantages et Inconvénients (Lit bactérien et disque biologique) :**• Avantage :**

- Faible consommation d'énergie.
- Fonctionnement simple demandant moins d'entretien et de contrôle que la technique des boues activées.
- Bonne décantabilité des boues ;
- Plus faible sensibilité aux variations de charge et aux toxiques que les boues activées.
- Généralement adaptés pour les petites collectivités.
- Résistance au froid (les disques sont toujours protégés par des capots ou par un petit bâtiment).

• Inconvénients :

- Performances généralement plus faibles qu'une technique par boues activées. Cela tient en grande partie aux pratiques anciennes de conception. Un dimensionnement plus réaliste doit permettre d'atteindre des qualités d'eau traitée satisfaisantes.
- Coûts d'investissement assez élevés (peuvent être supérieurs d'environ 20 % par rapport à une boue activée).
- Nécessité de prétraitements efficaces.
- Sensibilité au colmatage.
- Ouvrages de taille importante si des objectifs d'élimination de l'azote sont imposés.

B.3-Boues activées :

Ce traitement a pour but d'éliminer les matières organiques biodégradables (solides, colloïdales, dissoutes) contenues dans l'eau usée par l'action de microorganismes, en présence d'oxygène dissous. De plus, il peut transformer l'azote organique et ammoniacal en nitrates.

Le procédé consiste à alimenter un bassin brassé et aéré (bassin d'aération) avec l'eau à épurer.

Une culture bactérienne, dispersée sous forme de flocons (boues activées) se développe et forme avec l'eau usée une liqueur mixte.

Après un temps de contact suffisant, permettant la fixation et l'assimilation de matières organiques, cette liqueur mixte est envoyée dans un clarificateur où s'effectue la séparation de l'eau épurée et des boues.

Les boues décantées sont introduites en partie dans le bassin d'aération (recirculation des boues) pour maintenir un équilibre constant entre la quantité de pollution à traiter et la masse de bactéries épuratrices. Les boues excédentaires sont évacuées du système vers le traitement des boues (extraction des boues en excès) [7].

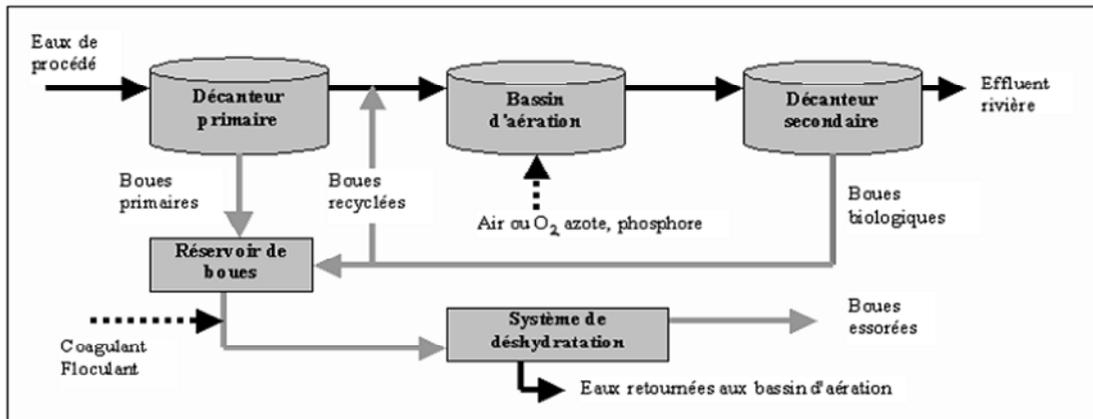


Figure N° II -10: Schéma d'un traitement par boues activées.

a)- Avantages et Inconvénients de traitement par boues activées :

• **Avantage :**

- Adaptée pour toute taille de collectivité (sauf les très petites).
- Bonne élimination de l'ensemble des paramètres de pollution (MES, DCO, DBO₅, N par nitrification et dénitrification).

- Adapté pour la protection de milieux récepteurs sensibles.
- Boues légèrement stabilisées.

- Facilité de mise en œuvre d'une déphosphatation simultanée [6].

• **Inconvénients :**

- Coûts d'investissement assez importants.
- Consommation énergétique importante.
- Nécessité de personnel qualifié et d'une surveillance régulière.
- Sensibilité aux surcharges hydrauliques.
- Décantabilité des boues pas toujours aisées à maîtriser.
- Forte production de boues qu'il faut concentrer [6].

b)- 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 [7].

c)-Classement des procédés par boues activées :

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

c-1)-Charge massique :

On appelle charge massique C_m (ou facteur de charge) le rapport entre la masse de nourriture (exprimée généralement en terme de DBO_5), entrant journalièrement dans le réacteur et la masse de boue contenue dans ce réacteur.

Cette notion de charge massique est importante, car elle conditionne pour une boue activée :

- son rendement épuratoire, les faibles charges massiques correspondant à des rendements épuratoires élevés, les fortes charges massiques, correspondant à des rendements plus faibles.
- la production de boues biologiques en excès : à faible charge, la production de biomasse résultante est plus faible.
- le degré de stabilisation des boues en excès produites: les procédés à faible charge se caractérisent par des boues en excès moins fermentescibles, (biomasse bien minéralisée).

Les besoins en oxygène ramenés à la pollution éliminée: l'importance de la respiration endogène à faible charge conduit à des consommations d'oxygène rapportées à la pollution éliminée, supérieures à celles obtenues en forte charge [4].

c-2)-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 [8].

c-3)-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 [8]

Tableau N° II-1: classement des procédés par boues activées [9].

Appellations	Charge massique C_m (Kg DBO_5 /Kg MES .j)	Charge volumique C_v (Kg DBO_5 /m ³ .j)	Agés 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	$R \geq 90\%$ Nitrification possible
Moyenne charge	$0,15 \leq C_m < 0,4$	$0,5 < C_v < 1,5$	4 à 10	$R = 80 \text{ à } 90\%$ Nitrification possible aux températures élevées
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)- Choix du procédé d'épuration : [10]

Pour arriver à dimensionner une station d'épuration il faut choisir une de ces procédés on prenant en considération leurs avantages et inconvénients qu'on va les cités ci-après :

d-1)- Procédé à forte charge :

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

d-2)- Procédé à moyenne charge :

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

d-3)- Procédé à faible charge :

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

Tableau N°II-2: Avantages et inconvénients des différents procédés :

	Avantages	Inconvénients
Forte charge	-Un temps de contact relativement court entre l'eau à épurer et les boues activées. -Très bonne élimination de l'ensemble des paramètres de pollution.	-Coût d'investissement assez important. -Consommation énergétique importante. -La nitrification est incomplète ou difficile. -Le bassin d'aération est précédé d'un décanteur primaire.
Moyenne charge	- La consommation énergétique du poste d'aération est plus faible. -Prend un espace moyen dans le terrain -Pour toute taille de collectivité.	-Nécessité de personnel qualifié et d'une surveillance régulière. -Décantabilité des boues pas toujours aisées à maîtriser.
Faible charge	-Assure une bonne élimination de DBO ₅ -Résiste mieux aux fluctuations de charge polluante. -L'exploitation de telles stations est très simplifiée. Prend un petit espace dans le terrain.	-Le temps de séjour dans le bassin. -Investissement coûteux. -Le bassin d'aération, plus largement dimensionné. -Les boues sont plus concentrées d'où la décantation dans le clarificateur est lente, il faut prévoir une surface très importante.

e- Traitement Des Boues :**e.1)-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 on appelle épaississement l'augmentation 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 = quantité de boues produites par jour / charge spécifique = $\Delta X / C_s$

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

e.2)- 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). L'air 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.

e.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.

- Evolution de la matière organique en présence d'une masse bactérienne :

Lorsqu'on apporte des matières organiques dans un milieu microbien, et si celui-ci n'est pas dépourvu en éléments nutritifs, on assiste à une évolution progressive de la masse microbienne suivant cinq phases principales :

- **Phase I : de latence :**

Pendant laquelle les micro-organismes s'adaptent au milieu nutritif. La vitesse de croissance est nulle, la DBO₅ reste pratiquement constante.

- **Phase II : de croissance exponentielle :**

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

$$\frac{dX}{dt} = \mu X$$

X : La masse bactérienne présente au temps (t)

μ : Taux de croissance en j⁻¹

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

X_0 : La masse bactérienne présente au temps t₀

• **Phase III : de ralentissement :**

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.

$$\frac{dX}{dt} = K' S X$$

On définit la notion du rendement comme suit

$$r = \frac{\Delta X}{\Delta S} \text{ qui est exprimé en mg/l de biomasse formée par mg/l de substrats éliminés.}$$

$$\Delta X = r \Delta S \text{ soit encore } dX/dt = r(dS/dt)$$

$$\text{En posant } K'' = K'/r \text{ on a : } dX/dt = K'' \cdot S X$$

$$\text{En intégrant, on aura : } Sf = S_0 \cdot e^{(-K'' \cdot T)}$$

Et par un développement en série de TAYLOR on aura :

$$Sf/S_0 = 1 / (1 + K'' \cdot T) \dots \dots \dots (3)$$

Sf : Quantité de substrat final (DBO final)

S₀ : Quantité de substrat initial (DBO initial)

• **Phase IV : stationnaire**

Les bactéries continuent à se diviser, mais en utilisant les réserves accumulées au cours

des stades précédents. Et on a : $\frac{dX}{dt} = -bX$

dX/dt : Vitesse de disparition du substrat

b : Taux de mortalité

• **Phase V : 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 (CO₂, H₂O, NO₂...). [16]

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

-Bilan des boues :

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

Le bilan globale ΔX_t s'établi comme suit :

-MES minérales+X_{min}

-MVS difficilement biodégradables+fX_{dur}

(appelée matière dure :représente environ 0.20a_mL_e)

-Nouvelle cellules +stocks.....+a_mL_e

- respiration endogène-bX_a
- fuite des MES avec L'effluent-X_{eff}

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

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

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

-Elimination de phosphore : [4]

L'azote dans les effluents est essentiellement présent sous forme organique et ammoniacale. Dans une station conçue pour éliminer l'azote, l'ensemble des réactions peut se résumer ainsi :

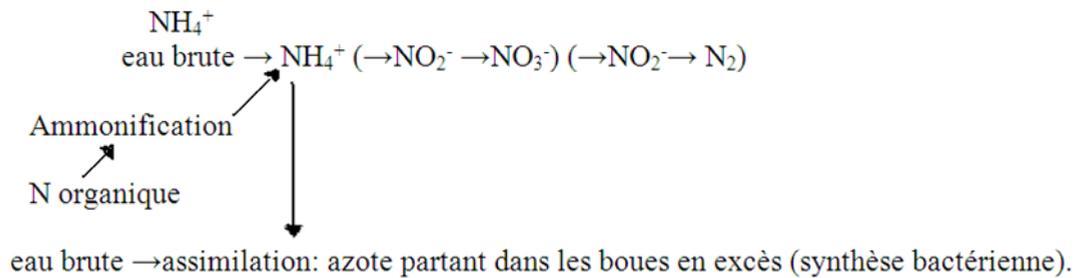


Figure N° II –11: Réaction d'azote.

a)-L'ammonification :

C'est la transformation de l'azote organique en azote ammoniacal. La vitesse d'ammonification dépend essentiellement de la concentration en azote ammoniacal. Dans la grande majorité des cas, compte tenu de la nature de l'azote organique et des paramètres de fonctionnement des stations et plus particulièrement du temps de séjour de l'eau dans les ouvrages, la plus grande partie de l'azote organique sera ammonifiée sans problème.

b)-L'assimilation :

C'est l'utilisation d'une partie de l'azote ammoniacal et éventuellement organique pour la synthèse bactérienne. L'assimilation peut jouer un rôle important pour l'élimination de l'azote dans certains effluents industriels. Mais dans bien des cas, l'assimilation ne suffit pas à elle seule à éliminer l'azote, car les quantités présentes dans les effluents à traiter sont bien supérieures à ce qui peut être assimilé pour la synthèse.

c)-La nitrification :

C'est l'oxydation de l'azote ammoniacal en nitrite puis en nitrate. Elle s'effectue en deux stades par des micro-organismes autotrophes :

- oxydation de NH₄⁺ en NO₂⁻ : c'est l'œuvre essentiellement des germes Nitrosomonas.
- oxydation de NO₂⁻ en NO₃⁻ : les bactéries responsables de cette deuxième réaction, appartiennent principalement au genre Nitrobacter.

La réaction globale simplifiée de la nitrification peut s'écrire :



La nitrification n'est possible que si l'azote est présent au départ sous forme ammoniacale. Du fait que le taux de croissance des hétérotrophes, responsables de l'oxydation de la pollution carbonée, est plus élevé que celui des nitrificateurs autotrophes, l'âge de la boue dans le système épurateur choisi a un effet déterminant sur la nitrification.

Dans des conditions de pH comprises entre 7,2 et 8 l'âge de boues minimal exprimé en jours, pour démarrer une nitrification en boues activées, est lié à la température.

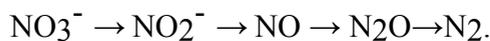
En dessous de 8°C le démarrage de la nitrification est extrêmement aléatoire mais par contre, si la flore nitrifiante a pu être préalablement développée et implanté à des températures normales, le procédé de nitrification peut se maintenir à des températures très inférieures avec des rendements d'oxydation de l'azote ammoniacal diminués.

La nitrification demande des besoins en oxygène supplémentaires. Il faut fournir 4,6 mg d'oxygène par mg de N (NO_3^-) produit.

d)-La dénitrification :

C'est le processus par lequel certaines bactéries réduisent l'azote nitrique à un état plus faible d'oxydation.

Ces bactéries peuvent être autotrophes, mais l'activité de celles-ci est faible. C'est la raison pour laquelle on met généralement en œuvre des bactéries hétérotrophes. Cette réduction se produit à travers différentes réactions que l'on peut schématiser comme suit:



- La température augmente la vitesse de dénitrification.
- L'O₂ dissous inhibe la dénitrification.
- Le pH optimal si situe entre 7 et 8,2.
- La source de carbone organique peut être celui renfermé par les effluents.

II.3.4- Le traitement tertiaire:

En général, les techniques d'épuration, même les plus sévères, laissent passer dans l'eau épurée des matières organiques difficilement biodégradables et échappent à la meilleure décantation. Ainsi même après un traitement secondaire l'eau véhicule presque toujours des micro-organismes et des micropolluants. Si une éventuelle réutilisation de cette eau est envisagée, il convient par conséquent d'utiliser des procédés d'élimination de cette pollution résiduelle. On parlera donc de correction chimiques ce qui permettra de donner à l'eau une qualité meilleure pour sa réutilisation La principale méthode utilisée est la désinfection par le chlore, qui doit être appliquée avec des doses très fortes et des temps de contact longs. Mais il convient de signaler suite à cette opération, des toxiques pour la vie aquatique peuvent être formés, il faut donc procéder à une opération de déchloration avant le rejet.

A côté de la désinfection par le chlore, d'autres procédés existent également mais qui restent pratiquement inutilisables dans les domaines de l'épuration des eaux usées. Ceci peut conduire à une eau de qualité. On peut citer par exemple l'échange ionique et l'adsorption sur du charbon actif.

Le coût excessif du traitement tertiaire explique pourquoi dans la majorité des stations d'épuration ce type de traitement est inexistant. Ce coût ne se représente pas seulement le prix des réactifs ou des équipements mais aussi celui d'un personnel hautement qualifié [11].

II.4- Paramètres influençant le processus épuratoire :

A)-Besoins en oxygène :

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

B)-Besoins en nutriments :

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.

C)-Effet de la température :

Les réactions métaboliques sont des réactions enzymatiques soumises aux lois de la cinétique chimique : la vitesse des réactions décroît avec une baisse de la température.

Il peut être nécessaire, avec le refroidissement, d'accroître la teneur en biomasse du liquide afin de maintenir le rendement à son niveau maximal. Les basses températures occasionnent une augmentation de la viscosité donc une décantation plus lente.

D)- Influence de PH :

L'épuration biologique des eaux 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.

II.5-Conclusion :

De manière générale, quelque soit le degré d'élaboration ou de sévérité des techniques d'épurations des eaux usées il subsistera toujours des matières organiques difficilement biodégradables, ainsi même après un traitement secondaire on retrouvera des micro-organismes ou micropolluant qui nous imposeront 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 : Dimensionnement de la station d'épuration.

III.1-Introduction :

Les systèmes d'épuration doivent être dimensionnés, conçus et exploités de telle manière qu'ils puissent traiter les flux de matières polluantes correspondant à leur débit et leurs charges de référence.

III.2- Calculs de base pour le dimensionnement :

Tous les ouvrages de la station ont été dimensionnés pour traiter les eaux usées à l'horizon 2025 et 2040.

III.2.1- Estimation des débits :

• Horizon (2040) :

Le volume rejeté par les habitants est estimé à 80 % de la dotation. La direction de l'hydraulique de la willaya de Djelfa a opté pour une dotation de 200 l/hab/j pour la ville de Messaad et Selmana.

Il s'agit de déterminer :

- a- Le débit journalier : « Q_j » (m^3/j).
- b- Le débit moyen horaire : « $Q_{moy, j}$ » (m^3/h).
- c- Le débit de pointe : « Q_p ».
- d- Le débit diurne « Q_d ».

a)- Le débit journalier :

Le débit total journalier se calcule comme suit :

$$Q_{moy, j} = D \cdot N \cdot Cr_j \dots \dots \dots (III -1)$$

Avec :

- D** : Dotation (l/hab/j).
- N** : Nombre d'habitant l'horizon considéré.
- Cr**: Coefficient de rejet.

$$Q_{moy, j, h} = 242818.200.0,8 \quad Q_{moy, j, h} = 38850,9 \text{ m}^3/j.$$

On a besoin en eau des équipements (m^3/j) : $4436,375 \text{ m}^3 /j$ (source DHW).

$$Q_{moy, j, \acute{e}q} = 4436,375.0,8 \quad Q_{moy, j, \acute{e}q} = 3549,1 \text{ m}^3/j.$$

$$\text{Débit total : } Q_{moy, j} = 38850,9 + 3549,1 = 42400 \text{ m}^3/j.$$

$$Q_{moy, j} = 42400 \text{ m}^3/j.$$

b) –Le débit moyen horaire :

Il est donne par la relation suivante :

$$Q_{moy, h} = \frac{Q_{moy, j}}{24} = 42400/24 = 1767 \text{ m}^3/h$$

$$Q_{moy, h} = 1767 \text{ m}^3/h.$$

c)- le débit de pointe :**c-1)-En temps sec :**

On le calcule par la relation suivante :

$$Q_{pte, s} = K_p \cdot Q_{moy, j} \dots\dots\dots(III -2)$$

Avec :

$$K_p = 1,5 + 2,5 / \sqrt{Q_{moy, j}} \quad ; \text{ Si } Q_{moy, j} > 2,8 \text{ l/s.}$$

$$K_p = 3 \quad ; \text{ Si } Q_{moy, j} \leq 2,8 \text{ l/s.}$$

Dans notre cas le $K_p=1,61$ d'où le calcul du débit de pointe :

$$Q_{pte, s} = 1,61 \cdot 490,83 = 790,24 \text{ l/s}$$

$$Q_{pte, s} = 2845 \text{ m}^3/\text{h.}$$

c-2)-Débit de la station en temps de pluie :

$$Q_{pte, p} = (3 \div 5) Q_{moy, j} \dots\dots\dots(III -3)$$

$$\text{Donc : } Q_{pte, p} = 490,83 \cdot 3 = 1472,5 \text{ l/s}$$

$$Q_{pte, p} = 5301 \text{ m}^3/\text{h.}$$

d)-Débit diurne:

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

$$Q_d = \frac{Q_{moy, j}}{16} = 42400/16 = 2650$$

$$Q_d = 2650 \text{ m}^3/\text{h.}$$

• Horizon (2025) :**a)- Le débit journalier :**

Le débit total journalier se calcule comme suit :

$$Q_{moy, j} = D \cdot N \cdot Cr_j \dots\dots\dots(III -4)$$

Avec :

$$D : \text{Dotation (l/hab/j).} \quad D = 170 \text{ l/hab/j.}$$

N : Nombre d'habitant l'horizon considéré.

Cr: Coefficient de rejet.

$$Q_{moy, j, h} = 182198 \cdot 170 \cdot 0,8$$

$$Q_{moy, j, h} = 24779 \text{ m}^3/\text{j.}$$

On a besoin en eau des équipements (m^3/j) : $3549,1 \text{ m}^3/\text{j}$ (source DHW)

$$Q_{moy, j, \text{éq}} = 3549,1 \cdot 0,8$$

$$Q_{moy, j, \text{éq}} = 2839,3 \text{ m}^3/\text{j.}$$

$$\text{Débit total : } Q_{moy, j} = 24779 + 2839,3 = 27618,3 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{moy, j} = 27618,3 \text{ m}^3/\text{j.}$$

b) débit moyen horaire :

Il est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy, h} = \frac{Q_{moy, j}}{24} = 27618,3/24 = 1150,8$$

$$Q_{moy, h} = 1150,8 \text{ m}^3/\text{h.}$$

c)- le débit de pointe :**c-1)-En temps sec :**

On le calcule par la relation suivante :

$$Q_{pte, s} = K_p \cdot Q_{moy, j} \dots \dots \dots (III -5)$$

Avec :

$$K_p = 1,5 + 2,5 / \sqrt{Q_{moy, j}} ; \text{ Si } Q_{moy, j} > 2,8 \text{ l/s.}$$

$$K_p = 3 ; \text{ Si } Q_{moy, j} \leq 2,8 \text{ l/s.}$$

Dans notre cas le $K_p = 1,64$ d'où le calcul du débit de pointe :

$$Q_{pte, s} = 1,64 \cdot 319,66 = 524,24 \text{ l/s}$$

$$Q_{pte, s} = 1887,2 \text{ m}^3/\text{h.}$$

c-2)-En temps de pluie :

$$Q_{pte, p} = (3-5) Q_{moy, j} \dots \dots \dots (III -6)$$

$$\text{Donc : } Q_{pte, p} = 319,66 \cdot 3 = 959 \text{ l/s}$$

$$Q_{pte, p} = 3452,4 \text{ m}^3/\text{h.}$$

d) Débit diurne :

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

Soit :

$$Q_d = \frac{Q_{moy, j}}{16} = 27618,3/16 = 1726,14 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_d = 1726,14 \text{ m}^3/\text{h.}$$

III.2.2- Evaluation des charges polluantes :**Importance des paramètres choisis pour La détermination de la charge polluante :**

L'importance des paramètres de pollution choisis pour caractériser les eaux usées des villes de **MESSAAD** et **SELMANA** sont les suivants :

1- PH :

Le PH de l'eau représente son acidité ou son alcalinité, ce paramètre joue un rôle important à la fois :

- Dans les propriétés physico-chimiques (acidité, agressivité).
- Dans les processus biologiques, dont certains exigent des limites très étroites de PH.
- Dans l'efficacité de certain procédé de traitement tel que la précipitation et le traitement biologique.

2- Conductivité

Ce paramètre est lié à la concentration des substances dissoutes et à leurs natures. La mesure de la conductivité permet d'évaluer la minéralisation globale de l'eau.

La conductivité d'une eau varie selon son degré d'impureté, ainsi plus la concentration ionique des sels dissous est grande, plus la conductivité est grande.

3- Les produits azotés :

L'azote peut être présent dans les eaux usées sous plusieurs formes :

- Forme réduite : Azote organique + Azote ammoniacal.
- Forme moléculaire : Azote dissous (20mg/l à la température ambiante)
- Forme oxydée : Azote nitreux (NO₂) + Azote nitrique (NO₃).

L'azote contenu dans les eaux résiduaires domestiques est essentiellement sous forme ammoniacale. Les formes oxydées n'apparaissent pas ou seulement en faibles quantités dans les effluents urbains, ce qui s'explique par le fait qu'une eau usée est toujours considérée comme étant un milieu réducteur.

4- Les produits Phosphorés :

Le phosphore se présente dans les eaux résiduaires brutes sous deux formes :

- organique : d'origine industrielle ou biologique provenant des matières fécales.
- minérales : les ortho et polyphosphates provenant de lessive, d'engrais phosphatés.

L'apport journalier de phosphore est d'environ 4 g par habitant et par jour.

La connaissance de la quantité du phosphore dans les eaux résiduaires permet de savoir si un traitement biologique est envisageable.

Dans les bassins biologiques, le phosphore organique et les polyphosphates sont rapidement transformés par les micro-organismes en ortho-phosphates. Une partie de ces derniers est utilisée pour la synthèse de nouvelles cellules.

5- Demande biochimique en oxygène (DBO₅) :

La demande biochimique en oxygène (DBO₅) est la quantité d'oxygène nécessaire pendant un certain temps dans des conditions données par les micro-organismes assimilateurs de certaines matières organiques pour assurer leur dégradation par voie biologique. Elle est exprimée en milligrammes d'oxygène par litre (mgO₂/l).

La mesure de la DBO₅ constitue un moyen valable de l'étude des phénomènes naturels de destruction des matières organiques.

Pratiquement la DBO₅ permet d'apprécier la charge du milieu considéré en substances putrescibles.

6- Demande chimique en oxygène (DCO) :

La DBO₅ représente parfois certains inconvénients, principalement la durée nécessaire à l'incubation qui fait que ce paramètre ne peut être utilisé qu'après cinq jours d'incubation, ce qui est beaucoup trop long surtout si ce paramètre doit régler le bon fonctionnement du système que l'eau traverse en quelques heures. Pour cela, il est nécessaire de rechercher un autre paramètre beaucoup plus maniable et qui renseignerait d'une façon analogue sur la pollution organique. Le choix s'est fixé sur la DCO.

La DCO ou demande chimique en oxygène est identique dans une certaine mesure à la DBO₅, identique dans le sens où l'oxydation de la matière organique a toujours lieu, mais non plus sous l'action de micro-organismes, mais sous l'action d'un oxydant puissant.

La demande chimique en oxygène DCO permet d'apprécier la concentration en matières organiques ou minérales dissoutes ou en suspension au travers de la quantité d'oxygène nécessaire à leur oxydation chimique totale.

La détermination se fait par l'ajout à un volume connu d'échantillon, d'une quantité d'oxygène sous forme d'agent oxydant chimiquement efficace comme le bichromate de potassium qui porte à ébullition pendant deux heures conduit à l'oxydation chimique.

7- Matières en suspension :

Ce sont les matières qui ne sont ni solubilisées ni colloïdales contenant des matières organiques et minérales.

La mesure de matières en suspension permet d'apprécier la charge solide en suspension d'une eau naturelle ou résiduaire.

Résultats des Analyses des eaux usées et interprétations :

Les prélèvements ont été effectués au niveau des différents points de rejets des villes de MESSAAD et SELMANA, et ont été effectués dans les dates suivantes :

- 24/03/2010
 - 14/04/2010
 - 05/10/2010
- } Analyses physico-chimiques et métaux lourds
- 26/05/2010 Analyses bactériologiques.

RESULTATS ANALYTIQUES :**Tableau n° III.1 : les résultats d'analyse**

Paramètres analysés	rejet messaad	rejet selmana	moyenne
PH	7,86	7,31	7,58
Température	18,40	17,50	17,95
Turbidité	35,00	157,25	96,125
Conductivité	3290,00	2955,00	3122,5
D.C.O	379,20	439,00	409,1
D.B.O5	406,53	268,47	337,5
M.E.S	632,23	339,77	486
Nitrites (NO2)	1,12	0,75	0,94
Nitrates (NO3)	2,55	3,17	2,86
Azote total (Nt)	53,72	58,00	55,86
Sulfates (SO4)	326,72	391,56	359,14
Phosphore total (Pt)	1,70	6,60	4,15
Calcium (Ca)	262,92	-	262,92
Magnésium (Mg)	167,48	-	167,48
Sodium (Na)	67,00	-	67,00
Potassium (K)	23,00	-	23,00
Chlorures (SO4)	566,80	445,00	505,9

On calcule les charges polluantes à partir des résultats des analyses

a)-La charge moyenne journalière en DBO5:

$$L_0 = C_{DBO5} \cdot Q_{moy,j} \dots\dots\dots (III -7)$$

Avec :

L₀ : Charge moyenne journalière en DBO5.

C_{DBO5} : La concentration en DBO5 moyenne (Kg / m³).

Q_{moy, j} : Débit moyen journalier en (m³ / j)

• **Horizon (2040) :**

Nous avons : C_{DBO5}=337,5 mg/l.

On obtient : $L_0 = 337,5 \cdot 10^{-3} \cdot 42400$

$$L_0 = 14310 \text{ Kg/j.}$$

• **Horizon (2025) :**

Nous avons : C_{DBO5}=337,5 mg/l.

On obtient : $L_0 = 337,5 \cdot 10^{-3} \cdot 27618,3$

$$L_0 = 9321,2 \text{ Kg/j.}$$

b)-La charge en MES :

$$N_0 = C_{MES} \cdot Q_{moy,j} \dots\dots\dots (III -8)$$

Avec :

N₀ : charge moyenne journalière en MES.

C_{MES} : la concentration moyenne en MES (Kg / m³).

• **Horizon (2040) :**

Nous avons : C_{MES}=486 mg/l.

Donc : $N_0 = 486 \cdot 10^{-3} \cdot 42400$

$$N_0 = 20606,4 \text{ kg/j.}$$

• **Horizon (2025) :**

Nous avons : C_{MES}=486 mg/l.

Donc : $N_0 = 486 \cdot 10^{-3} \cdot 27618,3$

$$N_0 = 13422,5 \text{ kg/j.}$$

Notion d'équivalent habitant : Pour un réseau d'assainissement de type unitaire on a les valeurs suivantes

1éq/hab : 70 g DBO5/j.

: 80 g MES/j.

Tableau n° III.2: Estimation de la composition des eaux usées.

Paramètres	Unités	Horizon d'étude	
		2025	2040
Type de réseau	-	Unitaire	Unitaire
Capacité de la station	Eq/hab.	150470	231000
Qmoy, j	m ³ /j	27618,3	42400
Qmoy, h	m ³ /h	1150,8	1767
Kp	-	1,64	1,61
Qpte, s	m ³ /h	1887,2	2845
Qpte, p	m ³ /h	3452,4	5301
Qd	m ³ /h	1726,14	2650
Charge journalière en DBO5	Kg/j	9321,2	14310
Concentration correspondante	mg/l	337,5	337,5
Charge journalière en MES	Kg/j	13422,5	20606,4
Concentration correspondante CMES	mg/l	486	486

III.3- Prétraitement :

Dès leur arrivée, les eaux brutes seront acheminées vers les ouvrages de prétraitements.

L'ouvrage d'entrée du poste de relevage est équipé par des grilles grossières à nettoyage automatique protégeant l'installation contre l'arrivée intempestive des matières grossières pouvant occasionner des colmatages ou bien même engendrer des difficultés pour le traitement.

III.3.1-Dégrillage :

L'opération du dégrillage a pour d'éliminer les matières volumineuses transportées par l'eau résiduaire ; c'est ce qui permet de protéger la station contre le problème de bouchage au niveau de ces des différents ouvrages causé par les différents objets.

On distingue deux types de grille :

- **Grilles courbes** : Elles sont formées de barreaux plats, et sont utilisées pour des profondeurs du canal variant de 0,5 à 1,8m.

- **Grilles droites** : Elles sont inclinées de 90° par rapport à l'horizontal et sont parfois verticales. Ce type de grilles peut être utilisé par les grandes profondeurs du canal (2 à 3m) avec un espacement des barreaux (40 à 60mm) [12].

NB : La vitesse moyenne de passage à travers les grilles est de l'ordre de **0,6 à 1 m/s**, cette vitesse peut atteindre **1,3 à 1,4** au débit maximal [12].

Le dimensionnement du dégrilleur est effectué à un débit de point à temps de pluie. Tel que :

$$Q_{st} = (3 \div 5) Q_{moy, j} \dots\dots\dots (III -9)$$

Avec :

Qst: débit de point à temps de pluie.

Qmoy, j : débit moyen journalier.

a)-Dimensionnement de canal :

• **Section du canal :**

On a :

$$Q_{st} = V \times s \quad S = Q_{st} / V \dots\dots\dots (III -10)$$

Où :

Q_{st} : débit de la station en temps de pluie (m³/s).

V : vitesse de passage dans le canal (m/s).

S : section du canal (m²).

• **Hauteur du canal :**

$$\boxed{S = l \times H \Rightarrow H = S / l} \dots\dots\dots (III -11)$$

Où :

H : Hauteur du canal (m).

l : Largeur du canal (m).

On prend : l=1,5m.

• **Rayon hydraulique :**

L'expression du rayon hydraulique :

$$\boxed{R_h = S \text{ canal} / p} \dots\dots\dots (III -12)$$

Où :

P : périmètre du canal. (**Tq : p=l+2H**).

H : Hauteur du canal (m).

l : Largeur du canal (m).

S : section du canal (m²).

• **Pente du canal :**

$$\boxed{(\text{Pente})^{0,5} = V / K_s \times R^{2/3}} \dots\dots\dots (III -13)$$

K_s : Coefficient de Strickler entre 70 et 80.

b)-Dimensionnement de grille :

• **Section libre de la grille :**

$$\boxed{S' = (e / e + d) \times S} \dots\dots\dots (III -14)$$

Où :

S' : Section libre de la grille.

e : Espacement barreaux.

d : Epaisseur barreaux.

• **La Vitesse dans la grille :**

$$\boxed{V = Q_{st} / S'}$$

Où :

V : Vitesse dans la grille.

Q_{st} : Débit de la station en temps de pluie.

S' : Section libre de la grille.

• **Largeur du passage de la grille l' :**

$$\boxed{l' = S' / H} \dots\dots\dots (III -16)$$

Où :

l' : Largeur du passage de la grille.

S' : Section libre de la grille.

H : Hauteur du canal.

- **Nombre d'ouverture :**

$$\text{Nombre d'ouverture} = l' / e \dots\dots\dots (III -17)$$

Où :

e: Espacement barreaux.

- **Nombre des barreaux :**

$$\text{Nombre de barreaux} = \text{Nombre d'ouverture} - 1 \dots\dots\dots (III -18)$$

- **Largeur fermée : l''**

$$l'' = \text{nombre des barreaux} \times d \dots\dots\dots (III -19)$$

d : Epaisseur barreaux.

- **Largeur de la chambre de dégrillage :**

$$l = \text{Largeur ouverte} + \text{Largeur fermée} \dots\dots\dots (III -20)$$

- **Calcul des pertes de charge : [3]**

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

$$\Delta H = \beta (d/e)^{4/3} V^2 / 2g \cdot \sin \alpha \dots\dots\dots (III -21)$$

ΔH : perte de charge(m).

β : coefficient dépendant de la forme des barreaux (forme circulaire : $\beta=1,79$).

e : espacement entre les barreaux (cm).

d: épaisseur des barreaux

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

α : angle d'inclinaison de la grille ($\alpha =60^\circ$).

V : vitesse dans la grille.

Le tableau ci-après résume tous les résultats du dimensionnement :

Tableau n° III.3 : Résultats de dimensionnement pour l'horizon 2025.

OUVRAGE : DEGRILLEUR	150470 Eq Habitant	
CANAL		
Débit	0,96	m ³ /s, débit de la station en temps de pluie
Vitesse	0,9	m/s, prendre entre 0,6 et 1,4 m/s
Largeur canal	1,5	m
Section canal	1,06	m ²
Hauteur canal	0,71	m
Rayon hydraulique (R)	0,363	m
R ^{2/3}	0,51	
Coefficient de strickler Ks	75	prendre entre 70 et 80 (béton brute)

RACINE (pente) (I)	0,0235	
Pente (I)	0,00055	0,03%
GRILLE FINE		
Epaisseur barreaux (d)	10	mm
Espacement barreaux (e)	20	mm eau resid, urbaine $15 < e < 30$ mm
Hauteur des barreaux (h)	0,71	m
β	1,79	Forme circulaire
Perte de charge	0,025	m
Section libre de la grille	0,71	m ²
Vitesse dans la grille	1.35	m/s
Largeur de passage de la grille	1	m
Nombre d'ouvertures	50	-
Largeur ouverte	1,01	m
Nombre de barreaux	49	
Largeur fermée	0,49	m
Largeur de la chambre de Dégrillage	1,5	m
GRILLE GROSSIERE		
Epaisseur barreaux (d)	20	mm
Espacement barreaux (e)	50	mm eau resid, urbaine $50 < e < 100$ mm
Hauteur des barreaux (h)	0,71	m
β	1,79	Forme circulaire
Perte de charge	0,019	m
Section libre de la grille	0,76	m ²
Vitesse dans la grille	1,26	m/s
Largeur de passage libre	1,07	
Nombre d'ouverture	21	-
Largeur ouverte	1,1	m
Nombre de barreaux	20	
Largeur fermée	0,40	m
Largeur de la chambre de dégrillage	1,5	m

Tableau n° III.4 : Résultats de dimensionnement pour l'horizon 2040.

OUVRAGE : DEGRILLEUR	231000 Eq Habitant	
CANAL		
Débit	1,47	m ³ /s, débit de la station en temps de pluie
Vitesse	0,9	m/s, prendre entre 0,6 et 1 m/s
Largeur canal	1,5	m
Section canal	1,64	m ²
Hauteur canal	1,1	m
Rayon hydraulique (R)	0,513	m
$R^{2/3}$	0,64	
Coefficient de strickler Ks	75	prendre entre 70 et 80 (béton brute)
RACINE (pente) (I)	0,0187	
Pente (I)	0,00035	0,03%
GRILLE FINE		
Epaisseur barreaux (d)	10	mm
Espacement barreaux (e)	20	mm eau resid, urbaine 15<e<30mm
Hauteur des barreaux (h)	1,1	m
β	1,79	Forme circulaire
Perte de charge	0,057	m
Section libre de la grille	1,09	m ²
Vitesse dans la grille	1,35	m/s
Largeur de passage de la grille	1	m
Nombre d'ouvertures	50	-
Largeur ouverte	1,01	m
Nombre de barreaux	49	-
Largeur fermée	0,49	m
Largeur de la chambre de Dégrillage	1,5	m
GRILLE GROSSIERE		
Epaisseur barreaux (d)	20	mm
Espacement barreaux (e)	50	mm eau resid, urbaine 50<e<100mm
Hauteur des barreaux (h)	1,1	m

β	1,79	Forme circulaire
Perte de charge	0,036	m
Section libre de la grille	1,17	m ²
Vitesse dans la grille	1,258	m/s
Largeur de passage libre	1,06	
Nombre d'ouverture	21	-
Largeur ouverte	1,1	m
Nombre de barreaux	20	
Largeur fermée	0,4	m
Largeur de la chambre de dégrillage	1, 5	m

Conclusion :

Les pertes de charge obtenues pour les deux dégrilleurs sont faibles.

Afin d'avoir une souplesse dans l'exploitation et l'entretien, on prévoit deux dégrilleurs fonctionnant en parallèle ; un dégrilleur grossier à l'amont, et un dégrilleur fin à l'entrée de la station.

III.3.2-Dessablage - Déshuilage:**III.3.2.1-Horizon 2025:****a)-Dimensionnement du bassin de dessablage –déshuilage :**

Nous considérons un temps de séjour qui est compris entre (3 à 5min) en débit de pointe.

Le volume du dessaleur sera égal à :

$$V = Q_{st} \times t_s \quad \dots\dots\dots (III -22)$$

OU :

V : volume du dessaleur.

Q_{st} : débit de la station en temps de pluie.

T_s : temps de séjour. (T_s=4min)

Alors : $V = 3452,4 \cdot 4/60 = 230,2\text{m}^3 \Rightarrow$ $V=230,2\text{m}^3$

On considère une vitesse ascensionnelle de 50 m/h au débit de la station en temps de pluie.

La section maximale sera par conséquence de :

$$S = \frac{Q_{st}}{v} \quad \dots\dots\dots (III - 23)$$

$S = 3452,4/50 = 69 \text{ m}^2 \Rightarrow$ **S=69 m²**

Chaque ouvrage aura les dimensions planes suivantes :

L et I tel que : **L=2I**

On a : $S=L \times l$ (III -24)

$$\text{Alors : } l = \sqrt{\frac{S}{2}} = \sqrt{\frac{69}{2}} = 5.9 \Rightarrow l = 5.9 \text{ m}$$

Donc : $L = 11,8 \text{ m}$ et $H = 3 \text{ m}$

- L'aération du désableur est assurée par un compresseur type roots.
- Le relevage des sables est prévu par un air-lift fournit en air également à partir du compresseur roots.

Le fonctionnement de l'air lift sera temporisé de manière à correspondre à la production de sable. Les sables relevés seront rejetés dans la goulotte alimentant la vis à sable.

Les eaux retourneront gravitairement dans le désableur les sables relevés et asséchés par la vis tomberont dans un autre container.

Un by-pass manuel sur l'alimentation des pompes de relevages permettra une isolation du désableur en cas d'intervention durant cette période, il sera donc possible d'alimenter directement le bassin d'activation à condition que ce type de fonctionnement est de courte durée.

Un pont roulant permettra le raclage des huiles et graisses et la succion des sables du fond.

b)-Besoins en air :

L'injection d'air selon l'axe assure une turbulence constante qui évite le dépôt de matières organiques et provoque l'apparition d'un mouvement de rotation d'ensemble de la masse de l'eau. D'où une Vitesse de balayage au fond suffisante pour que la Vitesse traversière puisse varier sans inconvénients. Le mouvement de l'eau ou un dispositif de raclage dirige les sables vers une fosse d'extraction. Ces appareils sont calculés pour un temps de séjour de 3 à 10 min, avec une injection d'air de 1 à 1,5 Nm³ d'air/h/m³ bassin pour le maintien des matières organiques en suspension.

La quantité d'air à insuffler varie de 1 à 1,5 m³d'air/ m³ d'eau [3].

$$q_{\text{air}} = Q_{\text{air}} \times V \text{ (III -25) [3].}$$

Tel que : V est le volume d'air à injecter (1,5 m³ d'air/m³ d'eau)

$$q_{\text{air}} = 0,96 \times 1,5 = 1,44 \text{ m}^3 \text{ d'air/s}$$

$$q_{\text{air}} = 1,44 \text{ m}^3 \text{ d'air/s}$$

$$q = 5184 \text{ m}^3 \text{ d'air/h}$$

III.3.2.2-Horizon 2040:

a)-Dimensionnement :

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

$$Q_{\text{St}} = Q(2040) - Q(2025) \text{ (III -26)}$$

$$\text{Donc : } Q_{\text{St}} = 1,47 - 0,96 = 0,51$$

$$Q_{\text{St}} = 0,51 \text{ m}^3/\text{s}$$

Nous considérons un temps de séjour égal à **4 min** en débit de pointe.

-Le volume du déssableur sera égal à :

$$V = Q_{st} \times t_s \dots\dots\dots (III -27)$$

Ou :

V : volume du déssableur.

Q_{st} : débit du station en temps de pluie.

T_s : temps de séjour.

Alors : V= 1836*4/60 = 122,4

$$V=122,4m^3$$

On considère une vitesse de 50 m/h au débit de pointe.

-La section minimale sera par conséquence de :

$$S = \frac{Q_{st}}{v} \dots\dots\dots (III -28)$$

Alors : S= 1692/50= 36,7

$$S = 36,7 m^2$$

Le déssableur a les dimensions planes suivantes :

L et I tel que L = 2I

On à : S= L×I.....(III -29)

$$\text{Alors : } l = \sqrt{\frac{S}{2}} = \sqrt{\frac{36,7}{2}} = 4,3 \Rightarrow l = 4,3 m$$

Donc : L = 8,6 m. et H= 3 m.

b)-Le volume d'air à insuffler dans le déssableur :

La quantité d'air à insuffler varie de 1à 1,5 m³ d'air/m³ d'eau.

$$q_{air} = Q_{air} \times V. \dots\dots\dots (III -30) [3].$$

Tel que : est le volume d'air à injecter (1,5 m³ d'air/m³ d'eau)

$$q_{air} = 0,51 \times 1,5 = 0,77 m^3 d'air/s$$

$$q_{air} = 0,77 m^3 d'air/s$$

$$q_{air} = 2754 m^3 d'air/h$$

Tableau n° III.5: Récapitulatif des résultats

Désignations	Unité	2025	2040
Déssableur			
Débit du station en temps de pluie	m ³ /h	3452,4	5301
Longueur	m	11,8	8,6
Largeur	m	5,9	4,3
Temps de séjour	min	4	4
Débit d'air à insuffler	m ³ /h	5184	2754

III.3.2.3- 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 MES.

-Les MES contiennent 30% de MM et 70% de MVS

• **Horizon 2025 :**

-La charge en MES à l'entrée de déssableur est :

$$\text{MES} = 13422,5 \text{ Kg/j}$$

-Les matières volatiles en suspension MVS contenues dans les MES sont :

$$\text{MVS} = 13422,5 \times 0,7 = 9395,8 \text{ Kg/j.}$$

-Les matières minérales contenues dans les MES sont :

$$\text{MM} = 13422,5 \times 0,3 = 4026,8 \text{ Kg/j.}$$

-Les matières minérales éliminées :

Un déssableur permet d'éliminer 70% des matières minérales totales.

$$\text{MMe} = 4026,8 \times 0,7 = 2818,7 \text{ Kg/j.}$$

Donc :

$$\text{MMe} = 2818,7 \text{ kg/j.}$$

-Les matières minérales à la sortie de déssableur :

$$\text{MMs} = \text{MMt} - \text{MMe} \dots \dots \dots \text{ (III -31)}$$

$$\text{MMs} = 4026,8 - 2818,7 = 1208,1 \text{ kg/j.}$$

Donc :

$$\text{MMs} = 1208,1 \text{ kg/j.}$$

-Les MES à la sortie de déssableur :

$$\text{MESs} = \text{MVS} + \text{MMs} \dots \dots \dots \text{ (III -32)}$$

$$\text{MESs} = 9395,8 + 1208,1 = 10603,9 \text{ kg/j.}$$

Donc :

$$\text{MESs} = 10603,9 \text{ kg/j.}$$

• **Horizon 2040:**

-La charge en MES à l'entrée de déssableur est $\text{MES} = 20606,4 \text{ Kg/j.}$

-Les matières volatiles en suspension MVS contenues dans les MES sont :

$$\text{MVS} = 20606,4 \times 0,7 = 14424,5 \text{ Kg/j.}$$

-Les matières minérales contenues dans les MES sont:

$$\text{MM} = 20606,4 \times 0,3 = 6182 \text{ Kg/j.}$$

-Les matières minérales éliminées:

-Un déssableur permet d'éliminer 70% des matières minérales totales.

$$\text{MMe} = 6182 \times 0,7 = 4327,4 \text{ Kg/j.}$$

Donc :

$$\text{MMe} = 4327,4 \text{ kg/j.}$$

-Les matières minérales à la sortie de déssableur :

$$\begin{aligned} \text{MMs} &= \text{MMt} - \text{MMe} \dots\dots\dots (\text{III -33}) \\ \text{MMs} &= 6182 - 4327,4 = 1854,6 \text{kg/j.} \end{aligned}$$

Donc : **MMs=1854,6kg/j.**

-Les MES à la sortie de déssableur:

$$\begin{aligned} \text{MESs} &= \text{MVS} + \text{MMs} \dots\dots\dots (\text{III -34}) \\ \text{MESs} &= 14424,5 + 1854,6 = 16279 \text{kg/j.} \end{aligned}$$

Donc : **MESs=16279kg/j**

III.4-Les traitements primaires :

III.4.1-Introduction :

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.

Ces matières correspondent aux états suivants :

a- décantation libre ou grenu :

Elle correspond à la décantation des particules indépendamment les unes des autres, avec une vitesse de chute constante. Les particules sont capables de conserver leurs dimensions pendant la chute (exemple : sable, charbon).

b- décantation diffuse ou coalescent :

Elle correspond aux particules qui s'agglutinent et flocculent au furet à mesure de leur chute. Les flocs ainsi formés augmentent leurs dimensions ainsi que leurs vitesses par suite de leur rencontre avec d'autres particules.

-Les différents types de décanteurs :

- Décanteur cylindro-conique.
- Décanteur à flux horizontal.
- Décanteur circulaire.

III.4.2- Choix du décanteur primaire :

Le choix du décanteur est circulaire car ce type présente quelques avantages par rapport au décanteur rectangulaire, leurs constructions est relativement économique en raison de la faible épaisseur des parois circulaires de béton armé et de la faible densité d'armatures, ainsi que pour les parties mobiles immergées ne sont pas sujettes à l'abrasion.

III.4.3- Données de départ pour le calcul du décanteur primaire :

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 3 heures [12]**.

La vitesse limitée est donnée par la relation :

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

Tableau n° III.6: Les valeurs de la vitesse limite en fonction de Q_{moy}

$K=Q_{pte}/Q_{moy}$	2.5	3	5	8	10
V_{limite} (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)

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{pte} : 1887,2 \text{ m}^3/h. \\ Q_{moy} : 1150,8 \text{ m}^3/h \end{array} \right. \Rightarrow K = \frac{1887,2}{1150,8} = 1,64 \approx 2,5$$

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

III.4.4-Dimensionnement du décanteur :

Le temps de séjours doit être limité pour des raisons biologiques et économiques on prendra $T_s = 2$ heure

Le volume du décanteur primaire est donné par la relation :

$$V = Q_p \cdot T_s \dots\dots\dots (III -36)$$

III.4.4.1- Horizon 2025:

$$Q_p = 1887,2 \text{ m}^3/h = 0,52 \text{ m}^3/s.$$

$$V_{lim} = 2 \text{ m/h}$$

A-La surface horizontale du décanteur:

$$S_h = \frac{Q_p}{V_{lim}} = 1887,2/2 = 943,6 \Rightarrow S_h = 943,6 \text{ m}^2$$

B-Volume du décanteur($T_s=2h$):

$$V = 1887,2 \times 2 = 3774,4 \text{ m}^3 \Rightarrow V = 3774,4 \text{ m}^3$$

On prévoit deux décanteurs pour un volume unitaire de : $V = 1887,2 \text{ m}^3$

C-La hauteur du décanteur :

$$H = \frac{V}{S_h} = 1887,2 / 471,8 = 4\text{m}. \text{ On prend: } H = 4 \text{ m}$$

D-Le diamètre du décanteur:

$$D = \sqrt{\frac{4.V}{\pi.H}} = \sqrt{\frac{4.1887,2}{3,14.4}} = 24,5\text{m}$$

On prend $D = 24,5\text{m}$.

E- Détermination du temps des séjours :

-Pour le débit moyen horaire

$$T_s = \frac{V}{Q_{moy}} = 1887,2 / (1150,8/2) = 3,28 \text{ h}$$

-pour le débit de pointe par temps sec :

$$T_s = \frac{V}{Q_p} = 1887,2 / (1887,2/2) = 2 \text{ h}$$

F-Calcul de la quantité de boues éliminées :

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

35% de DBO₅

60% de MES

a)-Charge à l'entrée du décanteur :

$$DBO_5' = 9321,2 \text{ Kg/j}$$

$$MES' = 13422,5 \text{ Kg/j}$$

b)-Les charges éliminées par la décantation primaire :

$$DBO_{5e} = 0,35 \cdot DBO_5' = 0,35 \cdot 9321,2 = 3262,4 \text{ Kg/j}$$

$$MES_e = 0,6 \cdot MES' = 0,6 \cdot 13422,5 = 8053,5 \text{ Kg/j}$$

$$MM_e = 0,41 \cdot MES_e = 0,41 \cdot 8053,5 = 3301,9 \text{ Kg/j}$$

$$MVS_e = 0,59 \cdot MES_e = 0,59 \cdot 8053,5 = 4751,4 \text{ Kg/j}$$

c)-Les charges à la sortie du décanteur primaire :

$$MES_s = MES' - MES_e = 13422,5 - 8053,5 = 5369 \text{ Kg/j}$$

$$DBO_{5s} = DBO_5' - DBO_{5e} = 9321,2 - 3262,4 = 6058,8 \text{ Kg/j}$$

$$MM_s = 0,41 \cdot MES_s = 0,41 \cdot 5369 = 2201,3 \text{ Kg/j}$$

$$\Rightarrow 1968 = m^2 \cdot 1968/2 = 0,59 \cdot MES_s = 0,59 \cdot 5369 = 3167,7 \text{ Kg/j}$$

III.4.4.2- Horizon 2040:

A- La surface horizontale du décanteur:

$$Q_p = Q_{p2040} - Q_{p2025} = 2845 - 1887,2 = 957,8 \text{ m}^3/\text{h} \Rightarrow$$

$$Q_p = 957,8 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$V_{\text{lim}} = 2 \text{ m/h}$$

$$S_h = Q_p / V_{\text{lim}} = 957,8 / 2 = 478,9 \text{ m}^2 \Rightarrow$$

$$S_h = 478,9 \text{ m}^2$$

B-Volume du décanteur (Ts=2h)

$$V = 957,8 \times 2 = 1915,6 \text{ m}^3 \text{ on prend :}$$

$$V = 1915,6 \text{ m}^3$$

On prévoit deux décanteurs pour un volume unitaire de :

$$V = 957,8 \text{ m}^3$$

C- La hauteur du décanteur :

$$H = V / S_h = 957,4 / 239,45 = 4 \text{ m} \Rightarrow$$

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

D-Le diamètre du décanteur :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 957,8}{3,14 \cdot 4}} = 17,5 \text{ m}$$

$$D = 17,5 \text{ m}$$

E- Détermination du temps des séjours :

-pour le débit moyen horaire :

$$T_s = \frac{V}{Q_{moy}} = 957,4 / (616,2/2) = 3,1 \text{ h}$$

-pour le débit de pointe par temps sec :

$$T_s = \frac{V}{Q_p} = 957,4 / (957,8/2) = 2 \text{ h}$$

F- Calcul de la quantité de boues éliminées :

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

35% de DBO₅

60% de MES

a)-Charge à l'entrée du décanteur :

$$DBO_5' = DBO_5(2040) - DBO_5(2025) = 14310 - 9321,2 = 4988,8 \text{ Kg/j}$$

$$MES' = MES(2040) - MES(2025) = 20606,4 - 13422,5 = 7183,9 \text{ Kg/j}$$

b)-Les charges éliminées par la décantation primaire :

$$DBO_{5e} = 0,35 \cdot DBO_5' = 0,35 \cdot 4988,8 = 1746,1 \text{ Kg/j}$$

$$MES_e = 0,6 \cdot MES' = 0,6 \cdot 7183,9 = 4310,3 \text{ Kg/j}$$

$$MM_e = 0,41 \cdot MES_e = 0,41 \cdot 4310,3 = 1767,2 \text{ Kg/j}$$

$$MVS_e = 0,59 \cdot MES_e = 0,59 \cdot 4310,3 = 2543,1 \text{ Kg/j}$$

c)-Les charges à la sortie du décanteur primaire :

$$MES_s = MES' - MES_e = 7183,9 - 3965,6 = 3218,3 \text{ Kg/j}$$

$$DBO_{5s} = DBO_5' - DBO_{5e} = 4988,8 - 1746,1 = 2983,5 \text{ Kg/j}$$

$$MM_s = 0,41 \cdot MES_s = 0,41 \cdot 3218,3 = 1319,5 \text{ Kg/j}$$

$$MVS_s = 0,59 \cdot MES_s = 0,59 \cdot 3218,3 = 1898,8 \text{ Kg/j}$$

Le tableau ci-dessous donne les résultats de dimensionnement du décanteur primaire pour les deux horizons :

Tableau N° III.7 : récapitulatif des résultats des calculs du décanteur.

Décanteur primaire	Unité	2025	2040
Surface horizontale	m ²	471,8	239,45
Volume	m ³	1887,2	957,4
Hauteur	m	4	4
Diamètre	m	24,5	17,5
Temps de séjour pour le débit moyen horaire	h	3,28	1,37
Temps de séjour pour le débit de pointe en temps sec	h	2	0,86

III.5-Les traitements secondaires :

III.5.1- Traitement biologique:

Les traitements biologiques reposent sur l'utilisation des micro-organismes naturellement présents dans les eaux, que l'on concentre dans les bassins d'épuration par floculation ou par fixation sur des supports inertes.

L'épuration biologique s'effectue conformément à l'ensemble classique suivant :

- L'aération.
- La clarification, où s'effectue la séparation "boues / eaux traitées".
- La recirculation des boues assurant le réensemencement en boues dans les bassins d'aération.

III.5.2- Etude de la variante à moyenne charge :

-La charge massique (Cm) :

C'est le rapport de la pollution exprimé en DBO₅ entrant par unité de masse de boues présentées.

$$C_m = \frac{DBO_5 \text{ entrée (Kg / j)}}{\text{masse du bas sin (Kg)}} = \frac{L_0}{X_a V} = \frac{L_0}{X_t} \text{ (Kg DBO}_5 \text{ / Kg MVS.j)}$$

Pour le traitement à moyenne charge nous avons :

$$0,2 < C_m < 0,5 \text{ Kg DBO}_5 \text{ / Kg MVS.j [7].}$$

-La charge volumique (Cv) :

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

$$C_v = \frac{DBO_5 \text{ entrée (Kg / j)}}{\text{volume du bas sin (m}^3\text{)}} = \frac{L_0}{V} \text{ (Kg DBO}_5 \text{ / m}^3 \text{ j)}$$

Pour le traitement à moyenne charge :

$$0,6 < C_v < 1,5 \text{ Kg DBO}_5 \text{ / m}^3 \text{ j [7].}$$

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

$$C_m = 0,28 \text{ Kg DBO}_5 \text{ / Kg MVS j.}$$

III.5.2.1-Horizon 2025:

- Débit moyen journalier : $Q_{\text{moy j}} = 27618,3 \text{ m}^3 \text{ / j.}$
- Débit moyen horaire : $Q_{\text{moy h}} = 1150,8 \text{ m}^3 \text{ / h.}$
- Débit de pointe par temps sec : $Q_p = 1887,2 \text{ m}^3 \text{ / h.}$
- Débit diurne : $Q_d = 1726,14 \text{ m}^3 \text{ / h.}$
- Charge polluante à l'entrée du bassin : $L_0 = 6058,8 \text{ Kg / j.}$
- La concentration des MVS dans le bassin (X_a).

$X_a = C_v / C_m$ où $[X_a] = 3 \text{ g/l}$ et $C_m = 0,28 \text{ Kg DBO}_5 \text{ / Kg MVS j.}$

Donc $C_v = X_a \cdot C_m = 3 \cdot 0,28 \Rightarrow C_v = 0,84 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3 \cdot \text{j}$

➤ **Concentration de l'effluent en DBO₅ :**

$S_o = L_o / Q_{\text{moy j}} = 6058,8 / 27618,3 = 219,4 \text{ mg/l}$

➤ **La charge polluante à la sortie (Sf = 30mg/l) :**

$L_f = S_f \cdot Q_{\text{moy j}} = 0,03 \times 27618,3 = 828,5 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$

➤ **La charge polluante éliminée :**

$L_e = L_o - L_f = 6058,8 - 828,5 = 5230,3 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$

➤ **Le rendement de l'épuration :**

$\eta_{ep} = (L_o - L_f) / L_o = (5230,3 / 6058,8) \times 100 = 86,3\%$

A-Dimensionnement du bassin d'aération :

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

a)-Le volume des bassins correspondants est de :

$V_a = \frac{L_0}{C_v} \dots\dots\dots (III -37)$

C_v : Charge volumique (kg DBO/m³.j)

L_0 : charge polluante (kg DBO/j)

Donc : $V_a = \frac{L_0}{C_v} = 6058,8 / 0,84 = 7212,9 \text{ m}^3$. On prend : $V = 7212,9 \text{ m}^3$

b)-La hauteur du bassin :

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

c)-Surface horizontale du bassin

Pour une profondeur de **3,5 m**, la surface des bassins est de **2060,8 m²**

On adoptera **deux** bassins d'aération de surface unitaire de **1030,4 m²**

On adoptera un bassin d'aération de volume **3606,4 m³** et de section unitaire égale à **1030,4 m²**.

Donc Le bassin d'aération a les dimensions planes suivantes :

L et l tel que $L = 2l$

On a $S = L \times l \dots\dots\dots (III -38)$

Alors : $l = \sqrt{\frac{S}{2}} = \sqrt{\frac{1030,4}{2}} = 22,7 \Rightarrow l = 23$

Donc : $L = 46 \text{ m}$

Les dimensions de chaque bassin sont:

L= 46 m l= 23 m H = 3,5 m

d)-La masse de boues dans le bassin:

$$X_a = L_0 / C_m = 6058,8 / 0,28 = 21638,6 \text{ Kg}$$

e)-Calcul du temps de séjour :

1-Pour le débit moyen horaire :

$$T_s = \frac{V}{Q_{moy,j}} = 7212,9 / 1150,8 = 6,3 \text{ h}$$

2-Pour le débit de pointe par temps sec :

$$T_s = \frac{V}{Q_p} = 7212,9 / 1887,2 = 3,8 \text{ h}$$

3-Pour le débit diurne :

$$T_s = \frac{V}{Q_d} = 7212,9 / 1726,14 = 4,2 \text{ h}$$

B-Besoin en oxygène :

Les installations d'épuration biologiques fonctionnent généralement en présence d'oxygène, notant toutefois que la vitesse de dégradation dépend de la quantité d'oxygène nécessaire pour la synthèse cellulaire et la respiration endogène, cela permet de réaliser un bon contact entre l'air et l'eau, la vitesse de dissolution de l'oxygène dans l'eau dépend de : la température, l'altitude, le débit, la concentration de la pollution et la géométrie du bassin.

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

$$q_{o_2} = a' L_e + b' X_a \text{ (Kg/j)} \dots\dots\dots \text{(III -39)}$$

Le : la charge DBO5 éliminée (Kg/j)

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

a' : la fraction de pollution transformé en énergie de synthèse au cours de l'épuration et c'est aussi la quantité d'oxygène à fournir aux bactéries pour qu'elles synthétisent la matière vivante à partir d'une pollution [3].

b' : coefficient cinétique de respiration endogène [3].

Tableau N° III.8: Charge massique en fonction de a' et b'. [3]

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	0,7 à 1,2

On a $C_m = 0,28 \text{ Kg DBO}_5 / \text{Kg MVS.j} \Rightarrow a' = 0,57 \text{ et } b' = 0,084$

Donc :

a)-La quantité d'oxygène journalière est :

$$q_{O_2} = (0,57 \times 5230,3) + (0,084 \times 21638,6) = 4799 \text{ Kg O}_2/\text{j}$$

b)-La quantité d'oxygène horaire :

$$q_{O_2}/24 = 4799/24 = 200 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

c)-La quantité d'oxygène nécessaire pour un m³ du bassin :

$$q_{O_2}/\text{m}^3 = 4799/3606,4 = 1,33 \text{ Kg O}_2/\text{m}^3/\text{j}$$

d)-La quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe :

$$q_{O_2 \text{ pte}} = (a' \cdot Le / T_d) + (b' \cdot X_a / 24)$$

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

T_d : période diurne en heures **T_d = 16h**

(Le = Se.Qmoy.j/T_d) : la DBO₅ à éliminer en période diurne.

$$q_{O_2 \text{ pte}} = (0,57 \times 5230,3/16) + (0,084 \times 21638,6/24) = 262 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

C-Système d'aération :

Les dispositifs souvent utilisés dans le domaine d'épuration sont :

a)-Aérateur par insufflation d'air (à air comprimé) :

L'injection d'air se fait par le fond du bassin pour assurer l'oxygénation et le brassage.

On distingue trois sortes de diffuseurs :

➤ **Diffuseurs à grosses bulles :**

Du fait de la vitesse ascensionnelle élevée et de la surface de contact réduite, le rendement est faible.

Le système est robuste et permet l'utilisation de soufflantes particulièrement robustes, lorsque l'injection se fait à profondeur réduite.

➤ **Diffuseurs à moyennes bulles :**

Les bulles sont obtenues par cisaillement d'une colonne d'air par un clapet vibrant permettant d'avoir des risques d'obstruction faibles, le rendement est intermédiaire entre fines bulles et grosses bulles.

➤ **Diffuseurs à fines bulles :**

L'air est diffusé par des matériaux poreux (plastique poreux, verre filtré...) donnant des bulles de dimension millimétrique et un rendement élevé.

Ce système présente un risque de colmatage intérieur par les poussières atmosphériques et huile des surpresseurs et extérieur par les eaux usées (en cas d'arrêt de l'aérateur, ce qui permet le développement de micro-organisme sur la surface poreuse).

Le système à fines bulles est envisageable surtout pour les grandes installations très soigneusement menées pour diminuer la fréquence de ces opérations.

b)-Aérateurs de surface : [12].

Il existe deux types principaux d'aérateur de surface :

➤ Les appareils à axe horizontal (brosses) leurs installations s'effectuent dans les chenaux d'oxydation où elles assurent l'entraînement et la circulation du liquide autour du chenal qui est de section rectangulaire ou trapézoïdale.

L'apport spécifique varie de 1,5 à 2,0 Kg O₂/Kw.h .

➤ Les appareils à axe vertical on les subdivise en deux types :

-Turbines lentes avec des vitesses de 40 à 100 tr/ min et des apports spécifiques brutes de 0,8 à 1,5 Kg O₂/Kw.h [12].

-Turbines rapides (750 à 1500 tr/ mn).

Enfin on opte pour des turbines à axe vertical à la surface du liquide car elles sont moins chères, flottantes, faciles à entretenir et s'adaptent aux fluctuations des débits.

D-Calcul de l'aérateur de surface à installer :

1)-La quantité totale d'oxygène transférée par unité de puissance dans les conditions standard (N₀) :

On doit tenir compte de :

- la salinité des eaux.
- la température des eaux.
- la concentration en oxygène dissous à y maintenir.
- la pression.

Elle est déterminée par la formule d'HORMANIK.

$$N_0 = 1,98 \cdot 10^{-3} P_a + 1 \text{ (kg / kwh) } \dots\dots\dots \text{ (III -40) [13].}$$

P_a : Puissance par m² du bassin.

$$P_a = (70 \div 80) \text{ w/m}^2 \text{ on prend } P_a = 75 \text{ w/m}^2 .$$

$$N_0 = 1,98 \cdot 10^{-3} \cdot 75 + 1 = 1,15 \text{ kg O}_2/\text{kWh}$$

$$N = N_0 \cdot \left(\frac{(\beta \cdot C_s - C_L) a' C^{(T-20)}}{C_s} \right) \text{ (kgo}_2 \text{ / kwh) } \dots\dots\dots \text{ (III -41) [3].}$$

C_L : concentration en oxygène dissout dans la masse liquide à 25°C

$$C_L = (1,5 \div 2) \text{ mg/l, on prend } C_L = 1,5 \text{ mg/l [3].}$$

C_s : concentration de saturation en oxygène à la surface aux conditions standard à 20°C et 760 mm de mercure.

$$C_s = 8,7 \text{ mg/l pour les aérateurs de surface [3].}$$

Et que $C = 1,02$ (coefficient de température)

L'effet des solides dissous et la concentration en matières dégradables sur la saturation en oxygène varie d'une eau usée à l'autre et doit être mesuré sur le terrain. La relation qui traduit cet effet est donnée par :

$$\beta = \frac{C_s(\text{eau usée})}{C_s(\text{eau purée})}$$

β est de l'ordre de 0,9 [3].

a' : Coefficient global de transfert de matière de l'eau usée à celui de l'eau pure

$$a' = 0,85 \text{ à } 0,95 \text{ [12].}$$

$$N = N_0 \cdot \left(\frac{(0,9 \cdot 8,7 - 1,5) 0,85 \cdot 1,02^{(25-20)}}{8,7} \right) = 0,78 \text{ (kgo}_2 \text{ / kwh)}$$

2)-Calcul de la puissance nécessaire à l'aération « puissance requise pour oxygénation » W_a :

$$W_a = q(\text{O}_2) \text{ pte/ N} = 262/0,78 = 335,9 \text{ Kw}$$

3)-Calcul de la puissance de brassage et le maintien des solides en suspension dans le bassin :

$$W_m = S_h \cdot P_a \dots\dots\dots (III -42)$$

Où :

S_h : surface horizontale du bassin (m^2)

P_a : puissance absorbée par m^2 du bassin (w/m^2)

$$W_m = 1030,4 \cdot 75 \cdot 10^{-3} \Rightarrow \boxed{W_m = 77,28 \text{ Kw}}$$

4)-Le nombre d'aérateurs dans le bassin :

$$N = W_a / W_m \dots\dots\dots (III -43)$$

$$N = 335,9 / 154,6 = 2,17 \text{ donc } N = 2 \text{ aérateur}$$

5)-Besoin en énergie de l'aérateur :

Dans les conditions normales, l'apport spécifique en énergie des aérateurs est de 1,5 Kg O_2 /Kwh

$$E = q(O_2) \text{ pte} / 1,5 = 262 / 1,5 \Rightarrow \boxed{E = 174,7 \text{ Kwh/h}}$$

E-Bilan de boues:

➤ Calcul de la quantité des boues en excès :

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

$$\Delta X = X_{\min} + X_{\text{dur}} + a_m L_e - b X_a - X_{\text{eff}} \dots\dots\dots (III -44) [14].$$

Avec :

X_{\min} : Boues minérales

X_{dur} : Boues difficilement biodégradables (appelées matières dures), elles

représentent 0,3 à 0,35 de MVS [14].

a_m : Coefficient de rendement cellulaire (g cellulaires formées/g DBO_5 éliminées)

a_m : 0,55 (en moyenne). puisque $0,53 < a < 0,56$

L_e : Quantité de DBO_5 à éliminer (Kg/j)

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

$$\boxed{b = \frac{b'}{1,42}} \dots\dots\dots (III -45)$$

b' : Coefficient cinétique de respiration endogène. $b' = 0,084$

$$b = \frac{0,084}{1,42} = 0,06$$

X_a : Masse totale de MVS dans le bassin (Kg).

X_{eff} : Fuite des MES avec l'effluent (dépend des normes de rejet, on adopte généralement 30mg/l).

La charge journalière en MES est 5369 Kg/j.

$$X_{\min} = 0,3 \cdot 5369 = 1610,7 \text{ Kg/j}$$

$$X_{\text{dur}} = 0,3 \cdot \text{MVS} \dots\dots\dots \text{(III -46)}$$

$$= 0,3 \cdot (0,8 \cdot 5369) = 1288,6 \text{ Kg/j}$$

$$a_m L_e = 0,55 \cdot 5230,3 = 2876,7 \text{ Kg/j}$$

$$b X_a = 0,06 \cdot 21638,6 = 1298,3 \text{ Kg/j}$$

$$X_{\text{eff}} = 0,03 \cdot 5369 = 161 \text{ Kg/j}$$

Alors :

$$\Delta X = 1610,7 + 1288,6 + 2876,7 - 1298,3 - 161$$

$$\Delta X = 4316,7 \text{ Kg/j}$$

➤ **Concentration de boues en excès :**

$$X_m = \frac{1200}{I_m} \dots\dots\dots \text{(V-47)}$$

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)

On prend : $I_m = 125$

$$X_m = 1200/125$$

$$X_m = 9,6 \text{ Kg/m}^3$$

➤ **Le débit de boues en excès :**

$$Q_{\text{excès}} = \Delta X / X_m = 4136,7 / 9,6 = 449,7 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\text{excès}} = 449,7 \text{ m}^3/\text{h}$$

➤ **Le débit spécifique par m³ de bassin :**

$$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V} \dots\dots\dots \text{(III -48)}$$

V: Volume de bassin.

$$q_{sp} = 4136,7 / 7212,9$$

$$q_{sp} = 0,57 \text{ Kg/m}^3 \cdot \text{j}$$

➤ **Le débit des boues recyclées :**

La recyculations 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 anaérobie 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 :

$$R = \frac{100[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]} \dots\dots\dots (III -49)$$

R : taux de recyclage(%).

[X_a] : concentration des boues dans le bassin.

$$[X_a] = X_a/V = 21638,6 / 7212,9 \Rightarrow [X_a] = 3 \text{ kg/m}^3.$$

Donc :

$$R = \frac{100 \cdot 3.5}{\frac{1200}{125} - 3.5} \Rightarrow R = 45.45\%$$

➤ **Le débit des boues recyclées :**

$$Q_r = R \cdot Q_j \dots\dots\dots (III -50)$$

Donc :

$$Q_r = 0,45 \cdot 27618,3 \Rightarrow Q_r = 12248,2 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ **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.

$$\text{Donc : } A_b = X_a / \Delta X = 21638,6 / 4316,7$$

$$A_b = 5 \text{ jours}$$

E-Décanteur secondaire (clarificateur) :

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

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

a)-Dimensionnement du clarificateur :

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.

Le temps de séjour : **t_s = (1,5 ÷ 2) heure** . On prend **t_s = 1,5h [7]**.

La vitesse ascensionnelle est de l'ordre de : $V_a = 2,5\text{m/h}$ [12].

Le débit de pointe par temps sec : $Q_p = 1887,2\text{m}^3/\text{h}$.

➤ **Le volume du décanteur :**

$$V = Q_p \cdot t_s = 1887,2 \cdot 1,5 \Rightarrow V = 2830,8 \text{ m}^3$$

On prend deux décanteur donc : $V' = V/2 = 1415,4 \text{ m}^3$.

➤ **La surface horizontale du décanteur:**

-Hauteur du décanteur tel que : $H = (3 \div 5) \text{ m}$. On prend : $H = 4\text{m}$

Donc :

$$S_h = 1415,4/4 \Rightarrow S_h = 353,9\text{m}^2$$

➤ **Le diamètre du décanteur :**

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V'}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 1415,4}{3,14 \cdot 4}} = 21,23\text{m}. \quad \text{On prend : } D = 21\text{m}$$

➤ **Le temps de séjour :**

$$T_s = V' / Q_h = 1415,4 / (1887,2/2) \Rightarrow T_s = 1,5\text{h}$$

III.5.2.2-Horizon 2040:

Tableau N° III.9 : Les résultats de l'horizon 2040 à moyenne charge:

Désignations	Unité	2040
Données de base		
Debit moyen journalier $Q_{\text{moy j}}$	m^3/j	14781,7
Débit moyen horaire $Q_{\text{moy h}}$	m^3/h	615,9
Débit de pointe par temps sec Q_p	m^3/h	957,8
Débit diurne Q_d	m^3/h	923,9
Charge polluante à l'entrée du bassin Lo	Kg/j	2983,5
Concentration de l'effluent en DBO_5 So	mg/l	210,8
La charge polluante à la sortie Lf	KgDBO_5/j	443,5
La charge polluante éliminée Le	KgDBO_5/j	2540
Le rendement de l'épuration η_{ep}	%	85,13
Dimensionnement du bassin d'aération		
Volume du bassin V	m^3	3551,8

Nombre des bassins	-	2
Volume du chaque bassin	m ³	1776
Hauteur du bassin H	m	3,5
Surface horizontale du bassin Sh	m ²	1014,8
Surface horizontale du chaque bassin	m ²	507,4
Largeur du chaque bassin B	m	16
Longueur du chaque bassin L	m	32
La masse de boues dans le bassin Xa	Kg	10655,4
Concentration de boues dans le bassin [Xa]	Kg/m ³	3
Temps de séjours Ts , débit moyen horaire	h	5,8
Temps de séjours Ts , débit de pointe par temps sec	h	3,7
Temps de séjours Ts , débit diurne	h	3,84
Besoin en oxygène		
Quantité d'oxygène journalière q _{o2}	KgO ₂ /j	2342,8
La quantité d'oxygène horaire q _{o2} /24	KgO ₂ /h	97,6
La quantité d'oxygène nécessaire pour un m ³ du bassin	KgO ₂ /m ³ j	1,32
La quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe q _{o2} pte	KgO ₂ /h	127,8
Calcul de l'aérateur de surface à installer		
Calcul de la puissance nécessaire à l'aération Wa	KW	163,8
Calcul de la puissance de brassage et le maintien des solides en suspension dans le bassin Wm	KW	38
Le nombre d'aérateurs dans le bassin N	-	4
Besoin en énergie de l'aérateur E	KWh/h	85,2
Dimensionnement du décanteur secondaire		
Volume du bassin V	m ³	718,4*2
Surface horizontale du décanteur Sh	m ²	179,6*2
Hauteur du décanteur H	m	4

Le diamètre du décanteur D	m	15,1
Le temps de séjours Ts	h	1,5
Bilan de boue		
Calcul de la quantité des boues en excès Δx	Kg/j	2261,2
Concentration de boues en excès X_m	Kg/m ³	9,6
Le débit de boues en excès Q_{exce}	m ³ /j	235,54
Le débit spécifique par m ³ de bassin q_{sp}	Kg/m ³ .j	1,6
Le taux de boues recyclées R	%	45,45
Le débit des boues recyclées Q_r	m ³ /j	6651,8
Age des boues A_b	j	4,7

III.5.3-Etude de la variante à faible charge :

Etant donné 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 dessableur déshuileur
- le bassin d'aération
- le décanteur secondaire

Le décanteur primaire peut être supprimé dans le traitement à faible charge.

Malgré qu'il n'y ait pas de rejets industriels, nous allons projeter une station par un déshuileur car les rejets domestiques, et publics renferment des graisses et des huiles.

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

Charge massique :

$$0,1 < C_m < 0,2 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS j} \quad [7]$$

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

Charge volumique :

$$0,3 < C_v < 0,6 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3\text{j} \quad [7]$$

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

III.5.3.1-Horizon 2025:

- Débit moyen journalier : $Q_{moy j} = 27618,3 \text{ m}^3/\text{j}$.
- Débit moyen horaire : $Q_{moy h} = 1150,8 \text{ m}^3/\text{h}$.
- Débit de pointe par temps sec : $Q_p = 1887,2 \text{ m}^3/\text{h}$.

- Débit diurne : $Q_d = 1726,14 \text{ m}^3/\text{h}$.
- Charge polluante à l'entrée du bassin : $L_o = 9321,2 \text{ Kg/j}$.
- La concentration des MVS dans le bassin (X_a).

- **Concentration de l'effluent en DBO5**
 $S_o = L_o/Q_{moy \ j} = 9321,2 / 27618,3 = 337,5 \text{ mg/l}$
- **La charge polluante à la sortie ($S_f = 30 \text{ mg/l}$)**
 $L_f = S_f \cdot Q_{moy \ j} = 0,03 \times 27618,3 = 828,5 \text{ Kg DBO5/j}$
- **La charge polluante éliminée**
 $L_e = L_o - L_f = 9321,2 - 828,5 = 8492,7 \text{ Kg DBO5/j}$
- **Le rendement de l'épuration**
 $\eta_{ep} = (L_o - L_f)/L_o = (8492,7 / 9321,2) \times 100\% = 91,1\%$

A-Dimensionnement du bassin d'aération :

a)-Le volume des bassins correspondants est de :

$$V = L_o/C_v = 9321,2 / 0,3 = 31070,7 \text{ m}^3 \Rightarrow \boxed{V=31070,7 \text{ m}^3}$$

b)-La hauteur du bassin:

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

c)-Surface horizontale du bassin :

$$S_h = \frac{V}{H} = 31070,7 / 4 = 7767,7 \Rightarrow \boxed{S_h=7767,7 \text{ m}^2}$$

Pour une profondeur de **4 m**, la surface des bassins est de **7767,7 m²**

On adoptera **quatre** bassins d'aération de surface unitaire de **1941,9 m²**

On adoptera un bassin d'aération de volume **7767,7 m³** et de section unitaire égale à **1941,9 m²**.

Donc Le bassin d'aération a les dimensions planes suivantes :

$$L \text{ et } l \text{ tel que } L = 2l$$

$$\text{On à } S = L \times l \dots\dots\dots(III -51)$$

$$\text{Alors : } l = \sqrt{\frac{S}{2}} = \sqrt{\frac{1941,9}{2}} = 31,2 \Rightarrow l = 31 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } L = 62 \text{ m}$$

Les dimensions de chaque bassin sont :

$$L = 62 \text{ m } l = 31 \text{ m } H = 4 \text{ m}$$

d)-La masse de boues dans le bassin :

$$X_a = \frac{L_o}{C_m} = 9321,2 / 0,1 = 93212 \text{ Kg}$$

e)-Concentration de boues dans le bassin :

$$[X_a] = \frac{X_a}{V} = 93212/31070,7 = 3 \text{ Kg/m}^3 \Rightarrow$$

$$[X_a]=3\text{Kg/m}^3$$

f)-Calcul du temps de séjour :

1-Pour le débit moyen horaire :

$$T_s = \frac{V}{Q_{\text{moyj}}} = 31070,7 / 1150,8 = 27 \text{ h}$$

2-Pour le débit de pointe par temps sec :

$$T_s = \frac{V}{Q_p} = 31070,7 / 1887,2 = 16,5 \text{ h}$$

3-Pour le débit diurne :

$$T_s = \frac{V}{Q_d} = 31070,7 / 1726,14 = 18 \text{ h}$$

B-Besoin en oxygène :

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

$$q_{O_2} = a' L_e + b' X_a \quad (\text{Kg/j}). \dots\dots\dots (\text{III -52})$$

Le : la charge DBO5 éliminée (Kg/j).

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

a' : coefficient respirométrique du système cellulaire (**a'= 0,65**).

b' : coefficient cinétique de respiration endogène (**b'=0,07**).

a)-La quantité d'oxygène journalière est :

$$q_{O_2} = (0,65 \times 8492,7) + (0,07 \times 93212) = 12045 \text{ Kg O}_2/\text{j}$$

b)-La quantité d'oxygène horaire :

$$q_{O_2}/24 = 12045/24 = 501,9 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

c)-La quantité d'oxygène nécessaire pour un m³ du bassin :

$$q_{O_2}/m^3 = 12045/7767,7 = 1,55 \text{ Kg O}_2/m^3/\text{j}$$

d)-La quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe :

$$q_{O_2 \text{ pte}} = (a' L_e / T_d) + (b' \cdot X_a / 24)$$

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

Td : période diurne en heures **Td= 16h**

($L_e = S_e \cdot Q_{\text{moyj}} / T_d$) : la DBO5 à éliminer en période diurne.

$$q_{O_2 \text{ pte}} = (0,65 \times 8492,7 / 16) + (0,07 \times 93212 / 24) = 616,9 \text{ Kg O}_2/\text{h}.$$

C-Calculation de l'aérateur de surface à installer :**1-La quantité totale d'oxygène transférée par unité de puissance dans les conditions standard (No) :**

Elle est déterminée par la formule d'HORMANIK.

$$N_o = 1,98 \cdot 10^{-3} P_a + 1 \quad (\text{kg} / \text{kwh}). \dots\dots\dots (\text{III -53})$$

$$P_a = (70 \div 80) \text{ w} / \text{m}^2 \text{ on prend } P_a = 75 \text{ w} / \text{m}^2$$

$$N_o = 1,98 \cdot 10^{-3} \cdot 75 + 1 = 1,15 \text{ kg O}_2/\text{kWh}$$

$$N = N_0 \left(\frac{(\beta \cdot C_s - C_L) a' C^{(T-20)}}{C_s} \right) (kgo_2 / kwh) \dots\dots\dots (III -54)$$

CL : concentration en oxygène dissout dans la masse liquide à 25°C.

CL = (1,5÷2) mg/l. On prend : **CL=1,5 mg/l**.

CS : concentration de saturation en oxygène à la surface à la condition standard à 20°C et **760 mm** de mercure.

CS= 8,7 mg/l pour les aérateurs de surface. [3]

Et que **C = 1,02** (coefficient de température).

β : est de l'ordre de **0,9**.

a' : Coefficient global de transfert de matière de l'eau usée à celui de l'eau pure

a' = 0,85 à 0,95. [12]

$$N = 1,15 \cdot \left(\frac{(0,9 \cdot 8,7 - 1,5) 0,85 \cdot 1,02^{(25-20)}}{8,7} \right) = 0,78 (kgo_2 / kwh)$$

2-Calcul de la puissance nécessaire à l'aération « puissance requise pour oxygénation » Wa :

$$Wa = q(O_2)_{pte} / N = 616,9 / 0,78 = 790,7Kwh$$

3-Calcul de la puissance de brassage et le maintien des solides en suspension dans le bassin :

$$Wm = Sh \cdot Pa \dots\dots\dots (III -55)$$

Où :

Sh : surface horizontale du bassin (m²).

Pa : puissance absorbée par m² du bassin (w/m²).

$$Wm = 1941,9 \cdot 75 \cdot 10^{-3} \Rightarrow Wm = 145,6Kw$$

4-Le nombre d'aérateurs dans le bassin :

$$N = Wa/Wm \dots\dots\dots (III -56)$$

N = 790,7/145,6= 5,4 donc **N = 5 aérateurs**.

5-Besoin en énergie de l'aérateur :

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

$$E = q(O_2)_{pte} / 1,5 = 616,9 / 1,5 \Rightarrow E = 411,3Kwh /h$$

D-Décanteur secondaire (clarificateur) :

Le calcul du décanteur secondaire est identique à celui de la première variante.

E- Bilan de boues :

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

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

$$\Delta X = X_{min} + X_{dur} + a_m L_e - b X_a - X_{eff} \dots\dots\dots (III -57)$$

La charge journalière en MES est **10603,9 Kg/j**

$$X_{\min} = 0,3 \cdot 10603,9 = 3181,2 \text{ Kg/j}$$

$$X_{\text{dur}} = 0,3 \cdot \text{MVS} \dots\dots\dots \text{(III -58)}$$

$$X_{\text{dur}} = 0,3(0,8 \cdot 10603,9) = 2544,9 \text{ Kg/j}$$

$$a_m L_e = 0,55 \cdot 8492,7 = 4671 \text{ Kg/j}$$

$$b X_a = 0,063 \cdot 93212 = 5872,4 \text{ Kg/j}$$

$$X_{\text{eff}} = 0,03 \cdot 10603,9 = 318,1 \text{ Kg/j}$$

$$\Delta X = 3181,2 + 2544,9 + 4671 - 5872,4 - 318,1$$

$\Delta X = 4206,6 \text{ kg/j}$

➤ **Concentration de boues en excès :**

$X_m = 1200 / I_m$

.....(III -59)

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: $I_m = 125$.

D'où :

$$X_m = \frac{1200}{125}$$

$X_m = 9,6 \text{ Kg/m}$

➤ **Le débit de boues en excès :**

Ce débit est donné par : $Q_{\text{excés}} = \frac{\Delta X}{X_m} = \frac{4206,6}{9,6}$

$Q_{\text{excés}} = 438,2 \text{ m}^3/\text{j}$

➤ **Le débit spécifique par m³ de bassin :**

$$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V} \dots\dots\dots \text{(III -60)}$$

V: Volume de bassin

Donc :

$$q_{sp} = 4206,6 / 31070,7$$

$$q_{sp}=0,13\text{kg/m}^3.\text{j}$$

➤ **Le débit des boues recyclées :**

Il est donné par l'expression suivante :

$$R=100. [X_a] / (1200/I_m) - [X_a]. \dots\dots\dots (III -61)$$

R : taux de recyclage(%).

[X_a] : concentration des boues dans le bassin. $[X_a]=3\text{kg/m}^3$.

Donc :

$$R=100.3/(1200/125)-3 \Rightarrow \mathbf{R=45,45\%}$$

➤ **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 :

$$A_b = X_a / \Delta X = 93212/4206,6 \Rightarrow \mathbf{A_b =22,2 \text{ jours}}$$

III.5.3.2-Horizon 2040:

Tableau n°III.10 : Les résultats de l'horizon 2040 à faible charge.

Désignations	Unité	2040
Données de base		
Debit moyen journalier $Q_{moy j}$	m^3/j	14781,7
Débit moyen horaire $Q_{moy j}$	m^3/h	615,9
Débit de pointe par temps sec Q_p	m^3/h	957,8
Débit diurne Q_d	m^3/h	923,9
Charge polluante à l'entrée du bassin L_o	Kg/j	4988,8
Concentration de l'effluent en DBO5 S_o	mg/l	337,5
La charge polluante à la sortie L_f	KgDBO5/j	443,5
La charge polluante éliminée L_e	KgDBO5/j	4545,3
Le rendement de l'épuration η_{ep}	%	91,1
Dimensionnement du bassin d'aération		
Volume du bassin V	m^3	4157,3*4
Hauteur du bassin H	m	4
Surface horizontale du bassin S_h	m^2	1039,3*4

Largeur du chaque bassin B	m	23
Longueur du chaque bassin L	m	46
La masse de boues dans le bassin X_a	Kg/m^3	49888
Concentration de boues dans le bassin $[X_a]$	Kg/m^3	3
Temps de séjours T_s , débit moyen horaire	h	27
Temps de séjours T_s ,débit de pointe par temps sec	h	17,4
Temps de séjours T_s débit diurne	h	18
Besoin en oxygène		
Quantité d'oxygène journalière q_{O_2}	KgO_2/j	6446,6
La quantité d'oxygène horaire $q_{O_2}/24$	KgO_2/h	268,6
La quantité d'oxygène nécessaire pour un m^3 du bassin q_{O_2}/m^3	$\text{KgO}_2/\text{m}^3\text{j}$	1,55
La quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe $q_{O_2\text{pte}}$	KgO_2/h	330,2
Calcul de l'aérateur de surface à installer		
Calcul de la puissance nécessaire à l'aération W_a	KW	423,3
Calcul de la puissance de brassage et le maintien des solides en suspension dans le bassin W_m	KW	77,9
Le nombre d'aérateurs dans le bassin N	-	5
Besoin en énergie de l'aérateur E	KWh/h	220,13
Dimensionnement du décanteur secondaire		
Volume du bassin V	m^3	718,35*2
Surface horizontale du décanteur Sh	m^2	239,45*2
Hauteur du décanteur H	m	3
Le diamètre du décanteur D	m	17,5
Le temps de séjours T_s	min	1,5
Bilan de boue		
Calcul de la quantité des boues en excès Δx	Kg/j	3170,4

Concentration de boues en excès X_m	Kg/m ³	9,6
Le débit de boues en excès Q_{exce}	m ³ /j	330,25
Le débit spécifique par m ³ de bassin qsp	Kg/m ³ .j	1,17
Le taux de boues recyclées R	%	45,45
Age des boues A_b	j	15,7

III.6-La désinfection :

III.6.1- Introduction :

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 résolu avec toute l'attention nécessaire.

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

III.6.2- 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.

III.6.2.1- Horizon 2025 :

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

A- La dose journalière :

$$D_j = Q_{moy} \cdot j \cdot (Cl_2) = 27618,3 \cdot 0,01 = 276,2 \text{ Kg/j}$$

B- Calcul de la quantité du javel pouvant remplacer la quantité du chlore:

On prend une solution d'hypochlorite à 20°

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

20° de chlorométrie → X

$$X = 3,17 \cdot 20 / 1 = 63,4 \text{ g de Cl}_2 / \text{NaClO}$$

D- La quantité d'hypochlorite nécessaire :

$$1 \text{ m}^3 (\text{NaClO}) \rightarrow 63,4 \text{ Kg de Cl}_2$$

$$Q_j \rightarrow 276,2$$

$$Q_j = 276,2 / 63,4 = 4,4 \text{ m}^3 (\text{NaClO})/j$$

E- La quantité annuelle d'hypochlorite :

$$Q_a = Q_j \cdot 365 = 1590,1 \text{ m}^3 (\text{NaClO})/an$$

➤ Dimensionnement du bassin de désinfection :

$$Q_{pte} = 1887,2 \text{ m}^3/h$$

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

- Le volume du bassin : $V = Q_{pte} \cdot T_s = 1887,2 \cdot 30/60 = 943,6 \text{ m}^3$.
- La hauteur du bassin : On fixe : $H = 3\text{m}$.

- **La surface horizontale :** $Sh = V/H = 314,5 \text{ m}^2$. On prend : **$Sh = 314,5/2 \text{ m}^2$** .
- **La largeur et la longueur :**

On prend : $L = 2.B$ donc $B = \sqrt{(Sh/2)} = 8,88\text{m}$. On prend : **$B = 9 \text{ m}$**
 Alors : $L = 2.9 \Rightarrow L = 18\text{m}$

III.6.2.2- Horizon 2040 :

A- La dose journalière :

$$D_j = Q_{\text{moy}} j (Cl_2) = 14781,7 \cdot 0,01 = 147,8 \text{ Kg/j}$$

B- La quantité d'hypochlorite nécessaire :

$$Q_j = 147,8 / 63,4 = 2,33 \text{ m}^3 \text{ (NaClO)/j}$$

C- La quantité annuelle d'hypochlorite :

$$Q_a = Q_j \cdot 365 = 851 \text{ m}^3 \text{ (NaClO)/an}$$

➤ Dimensionnement du bassin de désinfection :

$$Q_{\text{pte}} = 957,8 \text{ m}^3/\text{h.}$$

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

- **Le volume du bassin :** $V = Q_{\text{pte}} \cdot T_s = 957,8 \cdot 30/60 = 478,9 \text{ m}^3$.
- **La hauteur du bassin :** On fixe : **$H = 3\text{m}$** .
- **La surface horizontale :** $Sh = V/H = 159,6/2 \text{ m}^2$.
- **La largeur et la longueur :** On prend : $L = 2.B$.

Donc $B = \sqrt{(Sh/2)} = 6,3\text{m}$.

Alors : $L = 2.6,3 \Rightarrow L = 12,6\text{m}$

III.7-Traitement des boues :

III.7.1:Introduction :

Tout traitement d'eau conduit à la formation de suspensions plus ou moins concentrées dénommées boues, qui rassemblent les corps polluants présents initialement dans les eaux à traiter sous forme de particules individualisées, de colloïdes ou de substances dissoutes.

La raréfaction des terrains disponibles pour l'épandage, l'emploi généralisé en agriculture d'engrais facilement épandable sous forme pulvérulente, les nécessités de l'environnement, exigent le plus souvent une réduction très importante, voire totale, du volume et de la nocivité de ces boues. De ce fait le traitement de boues est inéluctable en station d'épuration des eaux usées.

Les principales destinations des boues sont généralement limitées à savoir :

- La valorisation agricole.
- L'incinération.
- La mise en décharge.

Le choix entre ces modes d'élimination dépend des caractéristiques des boues et des contraintes locales.

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.

III.7.2-Variante à moyenne charge :

III.7.2.1-Stabilisation des boues :

La stabilisation a pour but d'éliminer toutes les matières organiques fermentescibles. Elle n'est jamais totale et ne porte pas sur la destruction des matières à fermentation lente (de l'ordre de plusieurs mois). Elle peut s'opérer par voie aérobie ou anaérobie.

➤ Stabilisation aérobie des boues :

Elle consiste à provoquer ou à poursuivre le développement des micro-organismes aérobies jusqu'à dépasser la phase de synthèse des cellules et réaliser leur propre oxydation.

➤ Digestion anaérobie :

La stabilisation anaérobie se réalise par fermentation méthanique des boues des cuves fermées, à l'abri de l'air appelées digesteurs ; elle se produit en deux temps (phases) :

● Première phase :

La fermentation est dite acide, les matières solides biodégradables sont solubilisées, puis dégradées par les bactéries mésophiles (35°), il s'ensuit une forte formation d'acide organique.

● Deuxième phase :

La fermentation est dite méthanique, les micro-organismes sont caractérisés par un pouvoir de destruction cellulaire très puissant, par un développement long et par leurs grandes sensibilités aux conditions du milieu (PH, T°, toxiques...).

La digestion anaérobie est d'autant plus rapide que la température est plus élevée.

Certains facteurs sont perturbateurs ou inhibiteurs de la digestion, à savoir les éléments toxiques tels que (cuivre, nickel, zinc) la concentration excessive de détergents, l'excès de NH₄, les sulfures.

Pour une bonne digestion, il faut que le PH varie entre (6,8 à 7,12).

D'après les comparaisons entre ces deux stabilisations :

- Le taux de réduction des matières volatiles obtenues par stabilisation aérobie dans les conditions climatiques les plus fréquentes est sensiblement inférieur à celui atteint par digestion anaérobie.
- Du fait de sa rusticité, de la simplicité de sa conduite, de sa facilité, à supporter les variations de charge, la stabilisation aérobie des boues convient bien pour les stations d'épuration rurales de moyenne importance.
- La stabilisation aérobie est moins onéreuse en investissement que la digestion anaérobie, par contre, elle nécessite d'importantes dépenses d'énergie.
- La récupération de gaz (digestion anaérobie) permet des économies sur les frais d'exploitation.

De cette comparaison, on préfère la digestion anaérobie.

III.7.2.2-Epaississement des boues :

C'est le stade le plus simple de la réduction du volume des boues qui s'effectue sans dépense d'énergie notable.

- Il peut permettre une réduction des ouvrages de digestion aérobie et anaérobie.
- Il engendre une amélioration de la production des dispositifs de déshydratation.

De nombreuses techniques sont utilisées pour réaliser l'épaississement des boues à savoir :

A-Epaississement par décantation :

Les boues sont introduites dans une cuve (épaississeur) profond ($H \geq 3,5$ m pour les boues urbaines), afin de faciliter le tassement des boues dont l'évacuation se fait par le fond tandis que le liquide surnageant par le haut.

On distingue deux types d'épaississeurs :

- Epaisseur non raclés.
- Epaisseur mécanisés.

L'épaississeur mécanisé est de forme circulaire, équipé d'un ensemble mécanique tournant dont le rôle est double :

- Assurer le transfert des boues déposées vers la fosse centrale, au moyen de racleurs.
- Faciliter le dégagement de l'eau interstitielle et des gaz occlus au moyen d'une herse verticale accrochée au dispositif tournant.

Le diamètre de cet ouvrage commence de 5 m et peut atteindre 40 m.

B-Epaississement par flottation :

Il consiste à réduire la masse volumique apparente des particules par absorption des fines bulles de gaz de façon à provoquer leur entraînement vers la surface. Les boues concentrées sont récupérées par raclage de la surface du liquide.

En fin, nous optons pour un épaississeur mécanique par décantation car ce dernier est moins cher que l'épaississeur par flottation (demande des frais d'exploitation élevés).

III.7.2.3-Déshydratation des boues :

La déshydratation des boues constitue la dernière étape de réduction du volume de boues.

Plusieurs techniques ont été mises en œuvre :

A-Déshydratation sur lits de séchage :

Elle s'effectue par double action-filtration de l'eau à travers le sable

- Evaporation de l'eau en surface dont la remontée est entretenue par capillarité.

B-Déshydratation mécanique :

Ce traitement comporte deux stades :

- **Premier stade :**

Conditionnement des boues pour augmenter par floculation la taille des particules en suspension et augmenter la cohésion du floc.

- **Deuxième stade :**

Opération de déshydratation :

- Filtration sous vide.
- Filtration sous pression.
- Centrifugation (séparation du mélange solide liquide par action de la force centrifuge).

C-Déshydratation naturelle (séchage thermique) :

Le séchage s'effectue à l'air libre sur des aires constituants un massif drainant de 0,25 à 0,4 m d'épaisseur ce procédé ne peut être applicable qu'à des boues déjà fortement déshydratées.

D'après ces différentes techniques on voit que la déshydratation sur lits de séchage est plus utilisée du point de vue économique et sa facilité de gestion.

- Les sables doivent avoir une granulométrie à peu près homogène.
- Les eaux de drainage doivent être renvoyées en tête de la station.
- Les lits sont à recharger périodiquement en sable qui est enlevé en partie avec des boues desséchées.
- Les refus de dégrillage et de dégraissage qui entraîneraient une diminution du pouvoir drainant du lit ne doit pas être admise sur les lits.
- Pour une bonne répartition des boues, il convient de s'en tenir à une dimension maximale des lits de 20x 8 m².

III.7.2.4-Choix de la filière de traitement de boues :

La filière de traitement des boues sera comme suite :

- Un bassin de stabilisation.
- Un épaissement des boues.
- Une déshydratation sur lits de séchage.

III.7.3-Variante à moyenne charge :

III.7.3.1-Dimensionnement pour Horizon 2025 :

A-Dimensionnement du bassin de stabilisation :

- La masse de boue à maintenir dans le stabilisateur (Mb).
- La concentration q_B s'étendant de 80 à 100 g/l on prend $q_B=80$ g/l.
- Volume du bassin de stabilisation.

$$V_{BS} = \frac{M_B}{q_B} \quad \text{Avec : } M_B = \Delta X \cdot T$$

T : temps de séjour = 15 j

$$M_b = 4316,7 \cdot 15 = 64750,5 \text{ kg}$$

$$\text{Donc : } V_{BS} = 64750,5 / 80 = 809,4 \text{ m}^3$$

- **Surface horizontale:**

On prend la profondeur du bassin de stabilisation $H=3$ m

$$S_h = 269,8 \text{ m}^2$$

On a: $S=L \cdot l$ et $L=2 \cdot l$

$$\text{Alors: } l = \sqrt{S/2} = 11,6 \text{ m}$$

On adoptera un Bassin de dimension :

- La longueur de bassin : $L=24$ m
- La largeur de bassin : $l=12$ m
- Profondeur : $H=3$ m

a)-Aération du bassin de stabilisation :

- **le besoin théorique en oxygène :**

La quantité d'air nécessaire s'effectuera à l'aide des aérateurs de surface.

Il faut 2 kg O₂ /kg MVS détruit

La masse des boues détruites par jour est de 4751,4 kg/j

$DO_2 = 2 \cdot 4751,4 = 9502,8 \text{ kg } O_2/\text{j}$

$DO_2 = 9502,8 \text{ kg } O_2/\text{j}$

B-Dimensionnement de l'épaississeur :

La production journalière des boues est de :

La boue primaire : $DX_p = DBO_5e + MESe$ (III -62)

$DX_p = 3262,4 + 8053,5 = 11315,9 \text{ Kg/j}$.

Boues secondaire $DX_s = 4316,7 \text{ Kg/j}$.

Donc la quantité totale journalière des boues sera :

$DX_{totale} = DX_t = 11315,9 + 4316,7 = 15632,6 \text{ Kg/j}$

La concentration de la boue à l'entrée de l'épaississeur : Pour les boues primaires

$S_1 = 20 \text{ à } 30 \text{ g/l [14]}$.

Pour les boues secondaires $S_2 = 10 \text{ g/l [14]}$.

a)-Calcul du débit journalier reçu par l'épaississeur :

Le débit arrivant du décanteur primaire :

$Q_1 = DX_p / S_1 = 11315,9 / 25 = 452,6 \text{ m}^3/\text{j}$

Le débit arrivant du décanteur secondaire :

$Q_2 = DX_s / S_2 = 4316,7 / 10 = 431,7 \text{ m}^3/\text{j}$

Le débit total $Q_t = Q_1 + Q_2 = 884,27 \text{ m}^3/\text{j}$

b)-La concentration du mélange :

$S = DX_t / Q_t = 15632,6 / 884,27 = 17,7 \text{ Kg/m}^3$

c)-Le volume de l'épaississeur :

$V = Q_t \cdot T_s = 884,27 \cdot 2 = 1768,5 \text{ m}^3 \Rightarrow V = 1768,5 \text{ m}^3$

T_s : temps de séjours = 2j (1 à 15j). [14]

d)-La surface horizontale :

Pour une profondeur de $H = 4 \text{ m}$ on calcule :

$Sh = V / H = 1768,5 / 4 = 442,14 \text{ m}^2$.

On prendra deux épaississeurs ayant une surface unitaire de $221,06 \text{ m}^2$.

e)-Le diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Sh}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 221,06}{3,14}} = 16,8 \text{ m}$$

C-Dimensionnement des lits de séchage :

• Surface des lits de séchage :

La quantité de boues extraites de l'épaississeur est égale à $\Delta X = 4316,7 \text{ kg/j}$, la teneur en matière sèche des boues varie entre $25 \text{ à } 30 \text{ kg/m}^3$. On prendra la valeur 25 kg/m^3 .

Le débit des boues à sécher sera égal à $4316,7 / 25 = 172,7 \text{ m}^3/\text{j}$ soit $63023,8 \text{ m}^3/\text{an}$. On considère qu'un lit est utilisé 12 fois /an (une rotation par mois). Pour un fonctionnement de 7 jours /7 et en considérant une hauteur de boues de $0,7 \text{ m}$.

La surface totale est égale à

$$S_t = 63023,8 / (12 \times 0,7) = 7502,8 \text{ m}^2$$

En utilisant 20 lits de séchage la surface unitaire est donc égale à :

$$S_U = S_t / 20 = 7502,8 / 20 = \mathbf{375,14 \text{ m}^2}$$

Chaque lit aura les dimensions suivantes: [7]

$$\mathbf{L = 28 \text{ m} ; \quad l = 14 \text{ m} ; \quad H = 0,7 \text{ m}}$$

III.7.3.2-Dimensionnement pour Horizon 2040 :

A-Dimensionnement du bassin de stabilisation :

- La masse de boue à maintenir dans le stabilisateur (M_b)
- La concentration q_B s'étendant de 80 à 100 g/l on prend $q_B=80\text{g/l}$
- Volume du bassin de stabilisation

$$V_{BS} = \frac{M_B}{q_B} \quad \text{Avec : } M_B = \Delta X \cdot T$$

T : temps de séjour = 15 j

$M_b = 2261,2 \cdot 15 = 33918 \text{ kg}$

Donc : $V_{BS} = 424 \text{ m}^3$

- **Surface horizontale :**

On prend la profondeur du bassin de stabilisation $H = 3 \text{ m}$

$$S_h = 141,3 \text{ m}^2$$

On a : $S = L \cdot l$ et $L = 2 \cdot l$

Alors: $l = \sqrt{S/2} = 8,4 \text{ m}$

On adoptera un Bassin de dimension :

- La longueur de bassin : $L = 16 \text{ m}$
- La largeur de bassin : $l = 8 \text{ m}$
- Profondeur : $H = 3 \text{ m}$

a)- Aération du bassin de stabilisation :

- **le besoin théorique en oxygène :**

La quantité d'air nécessaire s'effectuera à l'aide des aérateurs de surface.

Il faut $2 \text{ kg } O_2 / \text{kg MVS détruit}$.

La masse des boues détruites par jour est de **2543,1 kg/j**.

$DO_2 = 2 \cdot 2543,1 = 5086,2 \text{ kg } O_2 / \text{j}$.

$DO_2 = 5086,2 \text{ kg } O_2 / \text{j}$.

B- Dimensionnement de l'épaisseur :

La production journalière des boues est de : La boue primaire $DX_p = DBO_5e + MESe$

$DX_p = 1746,1 + 4310,3 = \mathbf{6056,4 \text{ Kg/j}}$

Boues secondaire $DX_s = \mathbf{2543,1 \text{ Kg/j}}$

Donc la quantité totale journalière des boues sera :

$DX_{totale} = DX_t = 6056,4 + 2543,1 = \mathbf{8599,5 \text{ Kg/j}}$

a)- Calcul du débit journalier reçu par l'épaisseur :

Le débit arrivant du décanteur primaire : $Q_1 = DX_p / S_1 = 6056,4 / 25 = \mathbf{242,3 \text{ m}^3 / \text{j}}$

Le débit arrivant du décanteur secondaire : $Q_2 = DX_s / S_2 = 2543,1 / 10 = \mathbf{254,31 \text{ m}^3 / \text{j}}$

Le débit total $Q_t = Q_1 + Q_2 = 496,61 \text{ m}^3/\text{j}$

b)- La concentration du mélange :

$$S = \frac{DX_t}{Q_t} = 8599,5 / 496,61 = 17,32 \text{ Kg/m}^3$$

c)- Le volume de l'épaississeur :

$$V = Q_t \cdot T_s = 496,61 \cdot 2 = 993,2 \text{ m}^3.$$

d)- La surface horizontale :

Soit une hauteur de : **H = 4m.**

$$Sh = \frac{V}{H} = 993,2 / 4 = 248,3 \text{ m}^2.$$

e)- Le diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Sh}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 248,3}{3,14}} = 17,8 \text{ m}$$

C- Dimensionnement des lits de séchage :

• **Surface des lits de séchage :**

La quantité de boues extraites de l'épaississeur est égale à $\Delta X = 2543,1 \text{ kg/j}$, la teneur en matière sèche des boues varie entre **25 à 30 kg/ m³**. [12] On prendra la valeur **25 kg/ m³**.

Le débit des boues à sécher sera égal à $2543,1 / 25 = 101,7 \text{ m}^3/\text{j}$ soit **37129,3 m³/an**.

On considère qu'un lit est utilisé 12 fois /an (une rotation par mois). Pour un fonctionnement de 7 jours /7 et en considérant une hauteur de boues de **0,7 m**.

La surface totale est égale à

$$St = 37129,3 / 12 \times 0,7 = 4420,15 \text{ m}^2$$

En utilisant **6 lits de séchage** la surface unitaire est donc égale à :

$$SU = \frac{St}{6} = 4420,15 / 6 = 736,7 \text{ m}^2$$

Chaque lit aura les dimensions suivantes:

$$L = 38 \text{ m} ; l = 19 \text{ m} ; H = 0,7 \text{ m}.$$

On remarque que la surface des lits très importante donc on peut utiliser déshydratation mécanique

Par 03 filtres à bandes d'une largeur de 3 m. tel que :

Nous retiendrons une solution filtre à bandes.

- Siccité des boues à déshydrater : 3%.
- Siccité après déshydratation : 15%.
- Quantité de matière séchée à traiter : 121,7 m³/j.
- Durée de fonctionnement retenue : 4 h/j.
- Quantité horaire à traiter : 30,2 m³/h.
- Performance moyenne du filtre : 80 à 150 kg MS/h/m de bande.

Tableau N°III.11 : Tableau récapitulatif des résultats à moyenne charge :

Désignations	Unité	2025	2040
Dimensionnement bassin de stabilisation			
La longueur de bassin	m	24	16
La largeur de bassin	m	12	8
Profondeur	m	3	3
le besoin théorique en oxygène	kg O ₂ /j	9502,8	5086,2
Dimensionnement de l'épaississeur			
Concentration à l'entrée de l'épaississeur pour DI	g/l	25	25
Concentration à l'entrée de l'épaississeur pour DII	g/l	10	10
Débit journalier reçu par l'épaississeur	Kg/j	884,27	496,61
Temps de séjour	J	2	2
Nombre des épaisseurs	-	2	1
Volume de l'épaississeur	m ³	1768,5	993,2
Hauteur de l'épaississeur	m	4	4
Surface de l'épaississeur	m ²	442,14	248,3
Diamètre de l'épaississeur	m	16,8	17,8
Dimensionnement du lit de séchage			
Longueur	m	28	38
Largeur	m	14	19
Hauteur	m	1	1
Hauteur de boue dans le lit	m	0.7	0.7
Volume	m ³	375,14	736,7
Volume journalier des boues épandues	m ³ /j	172,7	101,7
Surface totale	m ²	7502,8	4420,15
Nombre de lits	-	20	6

III.7.4- Variante à faible charge :**III.7.4.1- Horizon 2025 :****A- Epaissement:**

L'épaissement consiste à séparer par gravité (décantation ou flottation), l'eau interstitielle des particules de boues.

Le but de l'épaisseur est de rendre les boues plus concentrées tout en réduisant leur volume.

Nous adopterons comme ouvrage d'épaissement par décantation naturelle.

➤ Dimensionnement:

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

$$S = \text{quantité de boues produites par jour} / \text{charge spécifique} = \Delta X / C \dots \dots \dots \text{ (III -63)}$$

C_s est compris entre 25 et 30 kg.MS/ m².j [1]

Pour $C_s = 25 \text{ kg.MS/ m}^2.\text{j}$ on a $S = 168,3\text{m}^2$

La surface de l'épaisseur égale à $168,3\text{m}^2$

On prendra un épaisseur ayant une surface unitaire de $168,3 \text{ m}^2$

H : Hauteur de l'ouvrage : **4 m (admis)**

Volume de l'ouvrage: on fixera un temps de séjour dans l'épaisseur égale à **2 jours**, le volume de l'ouvrage sera alors égal à :

$$\text{Volume} = \text{surface} \times \text{profondeur} = 673 \text{ m}^3$$

$$\text{Débit des boues épaissis} = \text{volume} / \text{temps de séjour} \dots \dots \dots \text{ (III -67)}$$

$$\text{Débit des boues épaissis} = 336,5 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le diamètre est de **14,6m** pour chaque ouvrage.

B- Lits de séchage:

La déshydratation des boues peut être naturelle ou mécanique.

Dans notre cas, vu la nature stable des boues résultantes du traitement biologique et vu la surface disponible, nous adopterons une déshydratation naturelle sur lits de séchage.

La déshydratation sur lits de séchage s'effectue dans un premier temps par filtration gravitaire et de drainage jusqu'à une teneur en eau de 80%, ce phénomène cède ensuite la place à la dessiccation qui s'effectue par évaporation de l'eau en surface.

Les lits de séchage sont en général constitués de deux couches, l'une de sable se trouvant en dessus et l'autre en gravier située en dessous.

Le dimensionnement des lits de séchage s'effectue généralement sur la base de trois critères:

- Nombre de remplissage par an d'un lit.
- Capacité de séchage en (Kg MES/m² an).
- Nombre d'équivalents habitants servis par an et par m².

- **Surface des lits de séchage :**

La quantité de boues extraites de l'épaisseur est égale à $\Delta X = 4206,6\text{kg/j}$, la teneur en matière sèche des boues varie entre 25 à 30 kg/ m³ [12]. On prendra la valeur 25 kg/ m^3 .

Le débit des boues à sécher sera égal à $4206,6/25 = 168,3 \text{ m}^3/\text{j}$ soit $61416,4 \text{ m}^3/\text{an}$. On considère qu'un lit est utilisé 12 fois /an (une rotation par mois). Pour un

fonctionnement de 7 jours /7 et en considérant une hauteur de boues de **0,7 m**.

La surface totale est égale à

$$S_t = 61416,4 / 12 \times 0,7 = \mathbf{7311,5 \text{ m}^2}$$

En utilisant 26 lits de séchage la surface unitaire est donc égale à

$$S_U = \frac{S_t}{26} = 7311,5 / 26 = \mathbf{281,21 \text{ m}^2}$$

Chaque lit aura les dimensions suivantes:

$$\mathbf{L = 24 \text{ m}; l = 12\text{m}; H = 0,7 \text{ m}}$$

III.7.4.2- Horizon 2040 :

Tableau n°III.12: Les résultats de l'horizon 2040 à faible charge :

Désignations		2040
L'épaisseur		
Volume	(m ³)	507,3
Hauteur	(m)	4
Surface	(m ²)	126,8
Diamètre	(m)	12,7
Lit de décharge		
Longueur	(m)	27,2
Largeur	(m)	13,6
Hauteur de boue dans le lit	(m)	0.7
Volume	(m ³)	126,8
Nombre de lits		15
La surface totale des lits de séchage	(m ²)	5510,5

III.8-Conclusion:

Pour le dimensionnement, on a choisi la variante à moyenne le nombre d'équivalent habitant plus important.

Chapitre IV : Calcul hydraulique.

IV.1-Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons procéder au calcul des ouvrages qui assurent la circulation de l'eau d'un bassin à un autre, Ces calculs auront pour but le dimensionnement des différentes conduites de rejet, conduite de by-pass, conduite de fuite, conduites reliant les ouvrages ainsi que le déversoir d'orage et les cotes de radier des différents ouvrages pour assurer le bon fonctionnement de la station de point de vue hydraulique.

IV.2-Emplacement des ouvrages dans le site de la station :

L'arrivée des eaux à la station d'épuration est comme suit :

Les eaux usées et pluviales sont collectées dans un seul collecteur vers un déversoir d'orage qui sert à séparer les eaux pluviales des eaux usées tel que :

Les eaux pluviales sont déversées directement dans **Oued MESSAAD** et les eaux usées sont dirigées vers les différents ouvrages de la station.

A l'amont de la station, on place un autre déversoir qui est le by-pass pour éviter l'écoulement vers la station d'épuration, en cas de panne, ainsi l'emplacement des différents ouvrages va suivre le sens de la pente naturelle du terrain pour qu'on ait un écoulement gravitaire le long de la station d'épuration.

IV.3-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 dériver vers la station que les débits de pointe à temps de pluie, ce dernier égale à 3 fois de débit moyenne journalier.

La partie déversant est acheminée vers oued MESSAAD, dans notre cas on optera pour un déversoir à seuil latérale.

Le débit de la station à temps de pluie: $Q_{st} = 5301 \text{ m}^3/\text{h} = 1,47\text{m}^3/\text{s}$.

Le débit pluvial a été estimé par la D H W de Djelfa à $Q_{pl} = 4,23 \text{ m}^3/\text{s}$.

Donc le collecteur principal véhiculera un débit de :

$$Q_v = Q_{st} + Q_{pl} \dots\dots\dots(IV -1)$$

$$Q_v = 1,47 + 4,23 = 5,7\text{m}^3/\text{s}$$

IV.3.1-A l'amont du déversoir :

On calcule le diamètre du collecteur qui véhiculera le débit d'eau total en 2040 :

$$Q_v = 5,7 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$I = 2\%.$$

Et d'après l'abaque de Bazin (01) :(voir Annexe).

De = 1500 mm (diamètre à l'entrée du déversoir).

$Q_{ps} = 7 \text{ m}^3/\text{s}$ (débit a pleine section).

$V_{ps} = 4,24 \text{ m/s}$ (vitesse a pleine section).

Et d'après l'abaque de Bazin (02) : (voir Annexe).

$r_Q = Q_v/Q_{ps} = 5,7/7 = 0,81$ (rapport des débits).

$r_H = H_e/D_e = 0,7 \Rightarrow H_e = 0,7 \cdot 1500 = 1050 \text{ m}$ (hauteur de remplissage).

$r_V = V/V_{ps} = 1,11 \Rightarrow V = 4,24 \cdot 1,11 = 4,7 \text{ m/s}$ (rapport des vitesses).

IV.3.2-A l'aval du déversoir :

$Q_p = 1,47 \text{ m}^3/\text{s}$.

$I = 2\%$.

D'après l'abaque de Bazin (01) : (voir Annexe).

$D_s = 1000 \text{ mm}$.

$Q_{ps} = 2,4 \text{ m}^3/\text{s}$.

$V_{ps} = 3 \text{ m/s}$.

Et d'après l'autre abaque (02) : (voir Annexe).

$r_Q = 0,61$; $r_H = 0,57$; $r_V = 1,05$;

Le débit diverse par le déversoir d'orage est : $Q_d = Q_v - Q_{pte} = 5,7 - 1,47$

$$Q_d = 4,23 \text{ m}^3/\text{s}.$$

IV.3.3-Dimensionnement du déversoir d'orage:

La hauteur d'entrée **$H_e = 1050 \text{ mm}$** .

La hauteur de sortie **$H_s = 570 \text{ mm}$** .

La lame d'eau déversée $H_d = (H_e - H_s) = (1050 - 570) = 480 \text{ mm}$

Donc la largeur du seuil déversant sera :

$$b = (3 \cdot Q_d) / 2m(2g)^{1/2} H_d^{3/2} \quad [17]$$

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 $m = 0,6$.
- g : L'accélération de la pesanteur m^2/s .
- $b = (3 \cdot 4,23) / 2 \cdot 0,6 \cdot (2 \cdot 9,81)^{1/2} \cdot 0,480^{3/2} = 7,2 \text{ m}$

Donc on prend **$b = 7,2 \text{ m}$** .

IV.3.4-Dimensionnement de la conduite de fuite :

C'est une conduite qui sert à évacuer la partie d'eau de pluie rejetée par le déversoir d'orage vers l'oued ainsi pour avoir un bon écoulement, cette conduite doit être en béton.

On impose une pente de 2%.

$Q_d = 4,23 \text{ m}^3/\text{s}$.

D'après l'abaque de Bazin (01) on aura :

$D_d = 1500 \text{ mm}$.

$Q_{ps} = 7 \text{ m}^3/\text{s}$.

$V_{ps} = 4,24 \text{ m/s}$.

Donc $r_Q = 0,6$ abaque de Bazin (02) on aura : **$r_h = 0,56$** ; **$r_v = 1,04$** .

IV.3.5-Dimensionnement de la conduite By-pass :

Cette conduite est appelée à véhiculer un débit de $Q_p = 1,47 \text{ m}^3/\text{s}$ sous une pente de 2% et elle devra intervenir lors d'un danger sur la station, et l'eau et dirige vers de le milieu récepteur.

$Q_{pte} = 1,47 \text{ m}^3/\text{s}.$

$I = 2\%.$

D'après l'abaque de Bazin (01) :

$D_s = 1000 \text{ mm}.$

$Q_{ps} = 2,4 \text{ m}^3/\text{s}.$

$V_{ps} = 3\text{m/s}.$

Et d'après l'autre abaque (02) :

$r_Q = 0,61; \quad r_H = 0,57; \quad r_V = 1,05.$

IV.4-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).

IV.4.1-Cotes moyennes du terrain naturel des zones d'implantation des ouvrages :

Tableau N° IV.1: Cotes moyenne du terrain naturel de la zone d'implantation des différents ouvrages de la station

Désignation des ouvrages	Côtes du terrain naturel (m)
Dégrilleur	709,35
Dessableur-deshuilleur	708,38
Répartiteur1	708
Décanteur primaire	707,92
Répartiteur2	707,54
Bassin d'aération	707,47
Répartiteur 3	707,12
Décanteur secondaire	707,05
Bassin de désinfection	706,55
Bassin de stabilisation	707,17
Epaississeur	706,85
Déshydratation mécanique	706,85

IV.4.2-Calcul des pertes de charges, diamètre et la longueur des conduites reliant les ouvrages de la station d'épuration :

Pour calculer les pertes de charge dans les conduites on utilisera la formule de Darcy définie par :

$$\Delta H = 8\lambda \frac{LQ^2}{\pi^2 gD^5} \quad [17] \dots\dots\dots(IV -2)$$

Pour cela on doit connaître les paramètres suivants :

- Les longueurs des conduites (qui peuvent être déduites du schéma d'implantation donc peuvent être calculées).
- Les diamètres des conduites.
- Le débit qui est connu.
- La nature du matériau : on utilisera le béton.

IV.4.2.1-Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages :

Pour tous nos calculs on utilisera les longueurs équivalentes pour tenir compte des pertes de charges singulières.

$$L_{\text{éq}} = 1,15. L_{\text{réelle}} \quad [1].$$

Toutes les canalisations seront dimensionnées de façon qu'en leur impose une pente de 1,2% pour permettre un bon écoulement de l'eau et assurer l'autocurage avec une vitesse minimale de 0,6 m/s et éviter l'abrasion pour les vitesses supérieures à 5 m/s.

Tableau N° IV.2: Longueurs des conduites entre les ouvrages de la STEP.

Ouvrages	L réelle (m)	Léq = 1,15. L _{réelle} (m)
Dessableur-Deshuilleur - Répartiteur 1	5,5	6,325
Répartiteur 1- Décanteur primaire	15	17,25
Décanteur primaire – Répartiteur 2	13	14,95
Répartiteur 2- Bassin d'aération	5,5	6,325
Bassin d'aération – Répartiteur 3	5	5,75
Répartiteur 3 – Décanteur secondaire	14	16,1
Décanteur secondaire – Bassin de désinfection	48	55,2
Bassin de désinfection – Milieu récepteur	102	117,3
Décanteur secondaire – Local de recirculation	29	33,35
Local de recirculation – Bassin de stabilisation	4	4,6
Bassin de stabilisation – Local des boues	28	32,2
Local des boues – Epaisseur	12	13,8
Epaisseur – Local des boues	22,5	25,9
Local des boues – Déshydratation mécanique	12	13,8

IV.4.2.2-Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages ainsi que les pertes de charges :

➤ **Déssableur –déshuileur – Répartiteur 1:**

Q_{pte} = 1,47 m³/s et d'après l'abaque de Bazin (01) on aura : **D = 1000 mm**

Puisque le béton à une rugosité de 1 mm donc : $\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2}$ [17]

L_{éq} = 6,325 m $\lambda = 0,020$

$$\Delta H = 8.0,020 \frac{6,325.1,47^2}{3,14^2.9,81.1^5} = 0,023m$$

➤ **Répartiteur 1– décanteur primaire:**

Q_{pte} = 1,47/2m³/s et d'après l'abaque de Bazin (01) on aura : **D = 800mm**

L_{éq} = 17,25 m $\lambda = 0,021$

$$\Delta H = 8.0,021 \frac{17,25.0,735^2}{3,14^2.9,81.0,8^5} = 0,049m$$

➤ **Décanteur primaire – Répartiteur 2 :**

Q_{pte} = 0,735 m³/s et d'après l'abaque de Bazin (01) on aura : **D = 800 mm**

L_{éq} = 14,95 m $\lambda = 0,021$

$$\Delta H = 8.0,021 \frac{14,95.0,735^2}{3,14^2.9,81.0,8^5} = 0,043m$$

➤ **Répartiteur 2 – Bassin d'aération :**

Q_{pte} = 0,735 m³/s et d'après l'abaque de Bazin (01) on aura : **D = 800 mm**

L_{éq} = 6,325 m $\lambda = 0,021$

$$\Delta H = 8.0,021 \frac{6,325.0,735^2}{3,14^2.9,81.0,8^5} = 0,018m$$

➤ **Bassin d'aération – Répartiteur 3 :**

Q_{pte} = 0,735 m³/s et d'après l'abaque de Bazin (01) on aura : **D = 800 mm**

L_{éq} = 5,75 m $\lambda = 0,021$

$$\Delta H = 8.0,021 \frac{5,75.0,735^2}{3,14^2.9,81.0,8^5} = 0,016m$$

➤ **Répartiteur 3 – décanteur II:**

Q_{pte} = 0,735 m³/s et d'après l'abaque de Bazin (01) on aura : **D = 800 mm**

L_{éq} = 16,1 m $\lambda = 0,021$

$$\Delta H = 8.0,021 \frac{16,1.0,735^2}{3,14^2.9,81.0,8^5} = 0,046m$$

➤ **Décanteur II – bassin de désinfection:**

Q_{pte} = 0,735 m³/s et d'après l'abaque de Bazin (01) on aura : **D = 800 mm**

L_{éq} = 55,2 m $\lambda = 0,021$

$$\Delta H = 8.0,021 \frac{55,2.0,735^2}{3,14^2.9,81.0,8^5} = 0,16m$$

➤ **Bassin de désinfection – Milieu récepteur:**

Q_{pte} = 0,735 m³/s et d'après l'abaque de Bazin (01) on aura : **D = 800 mm**

L_{éq} = 117,3 m $\lambda = 0,021$

$$\Delta H = 8.0,021 \frac{117,3.0,735^2}{3,14^2.9,81.0,8^5} = 0,34m$$

➤ **Décanteur secondaire – Local de recirculation :**

Q_{pte} = 0,38 m³/s et d'après l'abaque de Bazin (01) on aura : **D = 600 mm**

L_{éq} = 33,35m $\lambda = 0,023$

$$\Delta H = 8.0,023 \frac{33,35.0,38^2}{3,14^2.9,81.0,6^5} = 0,12m$$

➤ **Local de recirculation – Bassin de stabilisation :**

$Q_{pte} = 0,38 \text{ m}^3/\text{s}$ et d'après l'abaque de Bazin (01) on aura : **D = 600 mm**
 $L_{\text{éq}} = 4,6\text{m}$ $\lambda = 0,023$

$$\Delta H = 8,0,023 \frac{4,6 \cdot 0,38^2}{3,14^2 \cdot 9,81 \cdot 0,6^5} = 0,016\text{m}$$

➤ **Bassin de stabilisation – Local des boues :**

$Q_{pte} = 0,38 \text{ m}^3/\text{s}$ et d'après l'abaque de Bazin (01) on aura : **D = 600 mm**
 $L_{\text{éq}} = 32,2\text{m}$ $\lambda = 0,023$

$$\Delta H = 8,0,023 \frac{32,2 \cdot 0,38^2}{3,14^2 \cdot 9,81 \cdot 0,6^5} = 0,11\text{m}$$

➤ **Local des boues – Epaisseur :**

$Q_{pte} = 0,38 \text{ m}^3/\text{s}$ et d'après l'abaque de Bazin (01) on aura : **D = 600 mm**
 $L_{\text{éq}} = 13,8\text{m}$ $\lambda = 0,023$

$$\Delta H = 8,0,023 \frac{13,8 \cdot 0,38^2}{3,14^2 \cdot 9,81 \cdot 0,6^5} = 0,049\text{m}$$

➤ **Epaisseur – Local des boues :**

$Q_{pte} = 0,38 \text{ m}^3/\text{s}$ et d'après l'abaque de Bazin (01) on aura : **D = 600 mm**
 $L_{\text{éq}} = 25,9\text{m}$ $\lambda = 0,023$

$$\Delta H = 8,0,023 \frac{25,9 \cdot 0,38^2}{3,14^2 \cdot 9,81 \cdot 0,6^5} = 0,091\text{m}$$

➤ **Local des boues – Déshydratation mécanique :**

$Q_{pte} = 0,38 \text{ m}^3/\text{s}$ et d'après l'abaque de Bazin (01) on aura : **D = 600 mm**
 $L_{\text{éq}} = 13,8\text{m}$ $\lambda = 0,023$

$$\Delta H = 8,0,023 \frac{13,8 \cdot 0,38^2}{3,14^2 \cdot 9,81 \cdot 0,6^5} = 0,049\text{m}$$

IV.4.3-Calculs des cotes piézométriques et cotes de radier des différents ouvrages :

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

$$P_1/W + V_1^2/2g + Z_1 = P_2/W + V_2^2/2g + Z_2 + H_{1-2} \quad [17]$$

P_1/W et P_2/W : énergies de pression dans les sections (1) et (2).

$V_1^2/2g$ et $V_2^2/2g$: énergies cinétiques en (1) et (2).

Z_1 et Z_2 : cotes des points (1) et (2).

H_{1-2} : pertes de charges dans le tronçon (1-2).

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

$$P_1/W + Z_1 = P_2/W + Z_2 + H_{1-2}$$

Posons: $P_1/W = H_1$ et $P_2/W = H_2$

Donc : $H_1 + Z_1 = H_2 + Z_2 + H_1$

$C_{p1} = H_1 + Z_1$ cote piézométrique au point (1).

$$Cp_2 = H_2 + Z_2 \quad \text{cote piézométrique au point (2).}$$

$$Cp_1 = Cp_2 + H_{1-2}$$

➤ **Cote piézométrique du Dégrilleur:**

On a $Z_d =$ cote terrain du radier = 709,35m.

et la hauteur d'eau dans le dégrilleur est de $H_d = 1,1$ m.

$$D'où : \quad Cp \, d = Z_d + H_d = 709,35 + 1,1 \quad \quad \quad \mathbf{Cp \, d = 710,45m}$$

➤ **Cote piézométrique du Dessableur-Déshuileur :**

On a $Z_d =$ cote terrain du radier = 708,38m

La hauteur d'eau dans le Dessableur – Déshuileur est de $H_{d-d} = 2$ m

$$D'où : \quad Cp \, d-d = Z_{d-d} + H_{d-d} = 708,38 + 2 \quad \quad \quad \mathbf{Cp \, d-d = 710,38m}$$

➤ **Cote piézométrique du Répartiteur1:**

La hauteur d'eau dans le Répartiteur1 est de $H_{r1} = 1$ m

$$H_{d-d} + Z_{d-d} = H_r + Z_{r1} + H_{dd-R1}$$

$$Z_{R1} = H_{d-d} + Z_{d-d} - H_{r1} - H_{dd-R1}$$

$$Z_{R1} = 2 + 708,38 - 1 - 0,023 \quad \quad \quad \mathbf{Z_{R1} = 709,36m}$$

$$Cp \, R1 = Z_{R1} + H_{r1} = 709,36 + 1 \quad \quad \quad \mathbf{Cp \, R1 = 710,36m}$$

➤ **Cote piézométrique du décanteur primaire:**

La hauteur d'eau dans le décanteur primaire est de $H = 3,8$ m

$$H_r + Z_{r1} = H_{D1} + Z_{D1} + H_{R1-D1}$$

$$Z_{D1} = H_r + Z_{r1} - H_{D1} - H_{R1-D1}$$

$$Z_{R1} = 1 + 709,36 - 3,8 - 0,049 \quad \quad \quad \mathbf{Z_{D1} = 706,51m}$$

$$Cp \, D1 = Z_{D1} + H_{D1} = 706,51 + 3,8 \quad \quad \quad \mathbf{Cp \, D1 = 710,31m}$$

➤ **Cote piézométrique du Répartiteur2 :**

La hauteur d'eau dans le Répartiteur2 est de $H_{r2} = 1$ m

$$H_{D1} + Z_{D1} = H_{R2} + Z_{R2} + H_{D1-R2}$$

$$Z_{R2} = H_{D1} + Z_{D1} - H_{R2} - H_{D1-R2}$$

$$Z_{R2} = 3,8 + 706,51 - 1 - 0,043 \quad \quad \quad \mathbf{Z_{R2} = 709,27m}$$

$$Cp \, R2 = Z_{R2} + H_{r2} = 709,27 + 1 \quad \quad \quad \mathbf{Cp \, R2 = 710,27m}$$

➤ **Cote piézométrique du Bassin d'aération :**

La hauteur d'eau dans le bassin d'aération est de $H_{BA} = 3,5$ m

$$H_{R2} + Z_{R2} = H_{BA} + Z_{BA} + H_{R2-BA}$$

$$Z_{BA} = H_{R2} + Z_{R2} - H_{BA} - H_{R2-BA}$$

$$Z_{BA} = 1 + 709,27 - 3,5 - 0,018 \quad \quad \quad \mathbf{Z_{BA} = 706,75 \, m}$$

$$Cp \, BA = Z_{BA} + H_{BA} = 706,75 + 3,5 \quad \quad \quad \mathbf{Cp \, BA = 710,25m}$$

➤ **Cote piézométrique du Répartiteur3:**

La hauteur d'eau dans le répartiteur3 est de $H_C = 1$ m

$$H_{BA} + Z_{BA} = H_{R3} + Z_{R3} + H_{BA-R3}$$

$$Z_{R3} = H_{BA} + Z_{BA} - H_{R3} - H_{BA-R3}$$

$$Z_{R3} = 3,5 + 706,75 - 1 - 0,016 \quad \quad \quad \mathbf{Z_{R3} = 709,23m}$$

$$Cp \, R3 = Z_{R3} + H_{R3} = 709,23 + 1 \quad \quad \quad \mathbf{Cp \, R3 = 710,23m}$$

➤ **Cote piézométrique du décanteur II :**

La hauteur d'eau dans le clarificateur est de $H_C = 4$ m

$$H_{R3} + Z_{R3} = H_{D2} + Z_{D2} + H_{R3-D2}$$

$$Z_{D2} = H_{R3} + Z_{R3} - H_{D2} - H_{R3-D2}$$

$$Z_C = 1 + 709,23 - 4 - 0,046 \qquad Z_C = 706,18\text{m}$$

$$C_p C = Z_C + H_C = 706,18 + 4 \qquad \text{Cp C} = 710,18\text{m}$$

➤ **Cote piézométrique du Bassin de désinfection :**

La hauteur d'eau dans le clarificateur est de $H_C = 3\text{ m}$

$$H_{D2} + Z_{D2} = H_{DF} + Z_{DF} + H_{D2-DF}$$

$$Z_{DF} = H_{D2} + Z_{D2} - H_{DF} - H_{D2-DF}$$

$$Z_{DF} = 4 + 706,18 - 3 - 0,16 \qquad Z_{DF} = 707,02\text{ m}$$

$$C_p DF = Z_{DF} + H_{DF} = 707,02 + 3 \qquad \text{Cp DF} = 710,02\text{m}$$

➤ **Cote piézométrique du Bassin de stabilisation :**

La hauteur d'eau dans le bassin d'aération est de $H_{BS} = 3\text{ m}$

$$H_{D2} + Z_{D2} = H_{BS} + Z_{BS} + H_{D2-BS}$$

$$Z_{BS} = H_{D2} + Z_{D2} - H_{BS} - H_{D2-BS}$$

$$Z_{BS} = 4 + 706,18 - 3 - (0,12 + 0,016) \qquad Z_{BA} = 707,04\text{ m}$$

$$C_p BA = Z_{BA} + H_{BA} = 707,04 + 3 \qquad \text{Cp BA} = 710,04\text{m}$$

➤ **Cote piézométrique d'épaississeur :**

La hauteur d'eau dans le bassin d'aération est de $H_{BA} = 4\text{ m}$

$$H_{BS} + Z_{BS} = H_{EP} + Z_{EP} + H_{BS-EP}$$

$$Z_{EP} = H_{BS} + Z_{BS} - H_{EP} - H_{BS-EP}$$

$$Z_{BA} = 3 + 707,04 - 4 - (0,11 + 0,049) \qquad Z_{BA} = 705,88\text{ m}$$

$$C_p BA = Z_{BA} + H_{BA} = 705,88 + 4 \qquad \text{Cp BA} = 709,88\text{m.}$$

Tableau N° IV.3: Récapitulatif des résultats.

Désignations	Cote terrain (m)	Cote radier (m)	Plan d'eau (m)	ΔH (m)	Cote piézométrique (m)
Dégrilleur	709,35	709,35	1,1	-	710,45
Déssableur-déshuileur	708,38	708,38	2	-	710,38
Répartiteur 1	708	709,36	1	0,023	710,36
Décanteur primaire	707,92	706,51	3,8	0,049	710,31
Répartiteur 2	707,54	709,27	1	0,043	710,27
Bassin d'aération	707,47	706,75	3,5	0,018	710,25
Répartiteur 3	707,12	709,23	1	0,016	710,23
Décanteur secondaire	707,05	706,18	4	0,046	710,18
Bassin de désinfection	706,55	707,02	3	0,16	710,02
Bassin de stabilisation	707,17	707,04	3	0,136	710,04
Epaississeur	706,85	705,88	4	0,159	709,88

Chapitre VI: Gestion et exploitation de la station d'épuration.

VI.1-Introduction :

Le bon fonctionnement et la durée de vie de d'une station d'épuration dépendent fortement de l'entretien de ses ouvrages. Il faut veiller donc au maintien au parfait état de propreté de l'ensemble de la station en nettoyant les rigoles, caniveaux, mûrs, etc....

Le procédé choisi qui est techniquement et économiquement acceptable, et enfin la présence d'une politique rationnelle de gestion.

Le manque ou l'absence de l'un de ces facteurs influe incontestablement sur le fonctionnement de l'installation.

VI.2-Mesures et contrôles effectués au niveau de la station d'épuration :

L'exploitant doit effectuer un certain nombre de mesures et contrôles entrant dans le cadre de l'exploitation et la gestion de la station, dont les principaux sont :

- Mesure de débit.
- Mesure de pH et de la température.

La mesure de pH doit être faite à l'entrée de la station, afin de prendre toutes les dispositions nécessaires pour le déroulement des traitements sensibles à ce paramètre.

Pour maintenir la température optimum de bon fonctionnement de certains ouvrages de traitement (dégraisseur, bassin d'aération), la mesure de la température est très recommandée.

- Mesure de la demande chimique en oxygène (DCO).
- Mesure de la demande biologique en oxygène (DBO₅).
- Mesure de la quantité d'oxygène dissous.
- Recherche des substances toxiques.
- Mesure concernant les boues :

Pour obtenir un réglage adéquat de la station d'épuration, on doit jouer essentiellement sur :

- Le taux de recirculation des boues.
- Le taux d'aération.
- Le taux des boues en excès.

Pour régler ces paramètres on aura besoin de savoir :

- La teneur en oxygène dans le bassin d'aération.
- Le pourcentage de boues dans le bassin d'aération.
- La teneur des MVS dans le bassin d'aération.

En fonction des résultats de ces mesures, on fait varier le débit de recirculation, la durée d'aération et le débit de boues en excès jusqu'à savoir une valeur optimale de 4g mvs/l.

Si :

- MVS > 4g/l on augmente le temps de recirculation et la durée d'aération
- MVS < 4g/l on diminue le temps de recirculation et la durée d'aération
- Temps de marche journalier des principales machines tournantes (pompes, aérateurs, filtres ou centrifugeuses...).

Chaque contrôle journalier, doit toujours être fait à la même heure pour être représentatif.

VI.3-Contrôle de fonctionnement:

Le bon fonctionnement et la durée de vie d'une station d'épuration dépendent fortement de l'entretien de ses ouvrages. Il faut veiller donc au maintien en parfait état de propreté de l'ensemble de la station en nettoyant les rigoles, caniveaux, murs...etc.

Les ouvrages métalliques doivent être repeints en moyenne tous les cinq ans afin de les protéger contre la corrosion.

Les ouvrages en béton doivent être régulièrement inspectés. Les vérifications doivent porter sur l'étanchéité, la détection des fissures, les ruptures des joints de dilatation.

Il faut lubrifier et graisser régulièrement tous les équipements mécaniques et électromécaniques et veiller à leur fonctionnement.

Pour les équipements immergés, une vidange une fois par ans des ouvrages ou ils sont disposés est nécessaire pour leur entretien. Les équipements d'aération doivent être également inspectés régulièrement en nettoyant les orifices de diffusion de l'air.

Ce qui nous mène a exigé une attention distinctive afin d'assurer de façon continue l'épuration conforme des effluents. Elle doit s'exercer à plusieurs niveaux :

VI.3.1-Contrôle journalier :

Ces contrôles peuvent être effectués par l'exploitant, différentes épreuves ou observations permettent d'apprécier la rationalisation de la conduite de la station d'épuration :

- Le test de décantation et de turbidité.
- Les odeurs.
- Les couleurs des boues.
- Le manque d'oxygène se fait sentir par une odeur désagréable, et une couleur de boue grise noire.

Afin de permettre des contrôles périodiques plus précis, il est important que l'exploitant tienne un journal de bord sur lequel il consignera les résultats des tests et les observations faites.

VI.3.2-Contrôles périodiques :

Le but essentiel de ces contrôles est d'attribuer aux résultats détenus préalablement des solutions fiables et d'apporter au maître de l'ouvrage les conseils nécessaires à une bonne exploitation en proposant toutes les améliorations ou rectifications qui s'imposent.

Les investigations complémentaires qu'il est souhaitable de mener dans le cadre de ces visites sont :

- Une mesure de l'oxygène dans le bassin d'aération.
- Une analyse des boues prélevées dans le bassin d'aération après un fonctionnement de 15 à 20 mn des aérateurs, ayant pour objet de déterminer (la décantabilité, la teneur en MES, la teneur en MVS).
- une analyse de l'effluent épuré sur un prélèvement instantané, considérant que la quantité de l'effluent épuré varie généralement très peu dans une journée sur une station d'épuration.
- une visite bilan au moins une fois par an qui consistera à effectuer un diagnostic complet du fonctionnement de la station, en effectuant notamment :

- des analyses sur l'effluent reçu par la station en 24h à partir de prélèvements, visant à déterminer les mêmes paramètres en fonction du débit. [13]

VI.4-Entretien des ouvrages :

VI.4.1-Le dégrilleur :

- Les déchets seront évacués quotidiennement, le nettoyage des parois des grilles se fait par un jet d'eau et l'enlèvement des matières adhérentes putrescibles par les râtaux.
- Noter les quantités de refus journalier.
- Vérifier le niveau d'huile et de graisse des chaînes d'entraînement.
- Vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement électromécanique de l'installation.

VI.4.2-Déssableur-déshuileur :

- Maintenir quotidiennement le poste en état de propreté.
- Vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement de l'installation.
- Vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement du pont roulant et des procédés de raclage, suivi du déroulement complet d'un cycle de fonctionnement.
- Faire fonctionner 24/24h le pont roulant et l'insufflation d'air.

VI.4.3-Bassin d'aération :

Chaque jour contrôler et intervenir pour tous les équipements d'aération fonctionnent convenablement.

- Vérifier et entretenir les procédures automatiques de démarrage et d'arrêt des aérateurs.
- Noter les paramètres de fonctionnement (débit et oxygène).
- Mesurer et noter quotidiennement la charge en DBO entrante, et la concentration des boues dans le bassin.

VI.4.4- Clarification :

- Maintenir le clarificateur en état de propreté.
- Vérifier tous le six mois le bon fonctionnement des dispositifs de pompes des écumes.
- Analyser contractuellement l'eau après clarification (DBO, DCO, MES).
- Vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôle et entretien des structures immergées.

VI.4.5-Désinfection des eaux épurées :

- Maintenir le poste en état de propreté.
- Respecter les procédures de mise en marche et d'arrêt des installations fournies par les constructeurs.
- Faire fonctionner régulièrement le circuit de secours de chloration.
- Ne jamais utiliser l'eau dans les circuits véhiculant du chlore.
- Au cours de toute intervention dans les locaux de stockage et dosage, respecter les consignes de sécurité. [13]

VI.4.6-Lits de séchage :

- Préalablement à l'épandage des boues liquides, le lit de sable devra être soigneusement dés herbé et ratissé afin de détasser la masse filtrante et la régulariser.
- Les quantités de boues à admettre sur les lits de séchage ne devront pas dépasser une épaisseur de 40cm.
- Après deux à trois utilisations du lit, la couche superficielle est renouvelée par un sable propre.
- Tous les deux ans, il faut changer les lits de séchages (les lits seront refait complètement, les drains seront colmates ou brisés).
- Entre deux épandages de boues, le lit pourra être protégé par un film plastique destiné à éviter la prolifération de la végétation et le tassement des matériaux filtrants par les précipitations.

VI.4.7-Epaississeur :

- Maintenir quotidiennement le poste en état de propreté.
- Mesurer quotidiennement la hauteur du voile de boue, le garde boue ne doit pas être inférieur à 2m.
- Contrôler et noter chaque jour le PH des eaux surverses et des boues épaissies.
- Relever les volumes des boues soutirées des épaisseurs.
- Vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôler les structures immergées.

CONCLUSION GENERALE

Au terme de ce travail on a montré que l'implantation de la STEP de Messaad est une nécessité pour protéger le milieu récepteur qui à un caractère socio-économique très important stratégiquement soit à l'échelle local ou national et conserver aussi le milieu naturel qui a un caractère rural et agricole.

A la fin de cette mission on résume les notes suivantes :

- le traitement des eaux usées a pour but de les dépolluer suffisamment pour qu'elles n'altèrent pas la qualité du milieu naturel dans lequel elles seront finalement rejetées ; De l'arrivée de la station d'épuration jusqu'au rejet naturel.
- Pour le dimensionnement, on a choisi la variante à moyenne charge car c'est la variante la plus économique et en plus de ça elle nous donne un meilleur rendement.
- Une station de traitement des eaux usées des usagers (particuliers et industriels) raccordés au réseau d'assainissement et des eaux pluviales (dans le cas de réseaux non-séparatifs).
- La station rejette une eau épurée dans le milieu naturel qui doit être conforme aux valeurs limites définies par arrêté préfectoral. Les résidus de traitement sont récupérés sous forme de boues.
- Il ne suffit pas de construire des stations d'épuration sans savoir comment les gérer car beaucoup de stations d'épuration ont permis de réels progrès en matière de qualité d'eau, mais elles ne peuvent généralement traiter correctement les nitrates et les phosphates, ni certains types de virus ou bactéries. Que ces eaux usées ne peuvent être rejetées dans un milieu récepteur sans traitement préalable.
- Que ces eaux usées sont aptes aux traitements conventionnels réservés aux eaux usées urbaines à prédominance domestique.

Les stations d'épuration nécessitent un personnel qui doit être toujours présent et percevant pour prendre quotidiennement des observations et assurer le bon déroulement des différentes étapes de traitement ; et en contrepartie le personnel doit être protégé contre n'importe quel danger dont il est tout le temps exposé.

L'horizon d'étude pour le système d'épuration des eaux usées est arrêté à l'an 2040.

Enfin nous espérons que notre étude à englober tous les points indispensables pour le dimensionnement de la future station d'épuration de la ville de MESSAAD, et qui peut servir comme document de sensibilisation des responsables locaux de la région sur les problèmes divers engendrés par la pollution des eaux et on souhaite que ce travail représente vraiment les efforts qu'on a mis à disposition pour l'effectuer.

Références bibliographiques

- [1] Abdi Saad Nouh.MEF (ENSH)
Conception de la step d'ELBAYDH.2008.
- [2] [http://www.gedo.fr/fiche conseil/trait eau/trait physico.htm](http://www.gedo.fr/fiche_conseil/trait_eau/trait_physico.htm).
- [3] Abdelkader.Gaid (Ingénieur Process)
Traitement des eaux usées urbaines Direction technique
Omnium de Traitement et de Valorisation (OTV)
Mise à jour du texte de J. SIBONY et B. BIGOT paru en 1993
- [4] Eaux usées et assainissement.
Les traitements ADAPTES-CCI TROYES-2002.
- [5] [http://www. Techno-science.net](http://www.Techno-science.net).
- [6] Prudencio PERERA-Bernard BAUDOT.
Procédés extensifs d'épuration des eaux usées ADAPTES Aux petites et moyennes
collectivités.
(Mise en oeuvre de la direction du conseil n° 91/271 du 21 mai 1991).
- [7] Claud Cardot.
Le traitement physico-chimique et biologique.
Guide technique de l'assainissement. (Marcs Satin, Beclin Selmi).
- [8] Dia Prosiium.
Technique et économie de l'épuration des eaux résiduaires
Publication de bulletin sein. Normandie. Octobre 71.
- [9] Jaques Bernard, Colette Caerels, Genevière Dieblot, Alain Dupouy.
Le Memento technique de l'eau.
Tome 2. Dégrèvement.
- [10] [http://www.oieau.fr/Re FEA/module 2d.htm/](http://www.oieau.fr/Re_FEA/module_2d.htm/).
- [11] DEGREMONT Mémento technique de l'eau
Edition technique et documentation, Lavoisier.1989
- [12] Bechac. P, Pierre. Boutin, B. Mercier, P. Nuer.
Traitement des eaux usées.
EYROLLES Paris 1987.
- [13] W.W Echenfeldr.
Gestion des eaux usées urbaines et industrielles.
Technique et documentation Paris.
- [14] A.Gaid Tome 1
Epuration biologique des eaux usées urbaines
OPU. Alger. 1984.
- [15] E.Edeline.
L'épuration biologique des eaux résiduaires 1980.
- [16] M. Carlier
Hydraulique générale et appliquée.
Edition EYROLLS 1986.

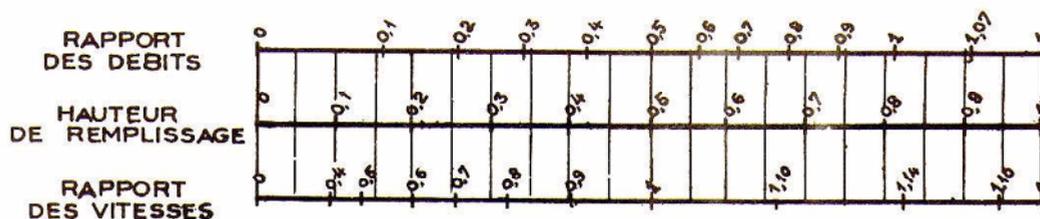
ANNEXES

Abaque N° 01

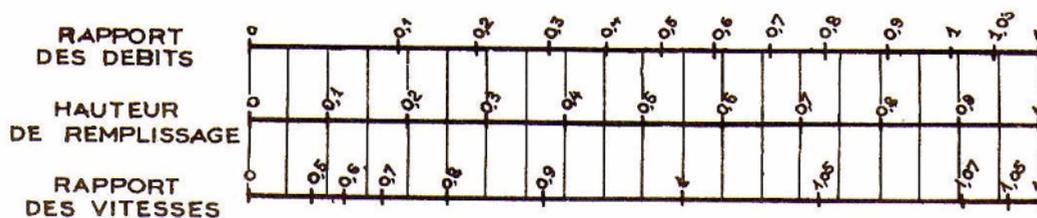
ANNEXE X

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE (d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



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

Abaque N° 02

ANNEXE VII

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF (Canalisations circulaires – Formule de Bazin)

