

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

**DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE**

## **MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

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

**Option: ASSAINISSEMENT**

**THEME DU PROJET :**

**DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'EPURATION DE  
LA VILLE DE MOHAMMADIA (W.MASCARA)**

**PRESENTE PAR :**

**M<sup>lle</sup> : BOUKHEBACHE Zeineb**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M <sup>r</sup> : KAHLERRAS Djillali	M.C.B	Président
M <sup>r</sup> : HEBBOUCHE Abdelhamid	M.A.A	Examinateur
M <sup>me</sup> : KADI Latifa	M.A.A	Examinatrice
M <sup>me</sup> : HOULI Samia	M.A.A	Examinatrice
M <sup>me</sup> : BELLABAS Salima	M.A.A	Promotrice

**Juin - 2016**



## Remerciements:

*Je remercie Dieu le tout puissant, pour m'avoir donné la santé, le courage et la volonté d'étudier et pour m'avoir permis de réaliser ce modeste travail dans les meilleures conditions.*

*J'aimerais exprimer ma gratitude pour la patience, le soutien et l'aide qu'a pu m'apporter ma promotrice M<sup>me</sup> : BELLABAS Salima*



*Mes remerciements également à :*



*Tout le personnel de l'ENSH et en particulier ceux de la bibliothèque ;*

*Madame Rouane et Mr Tilmatine ingénieurs à l'ONA d'Alger pour leurs aides ;*

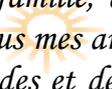
*Tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce travail ;*

*Tous les enseignants qui ont contribué à ma formation du primaire jusqu'au cycle universitaire ;*

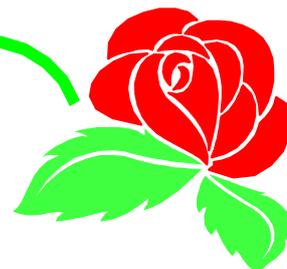
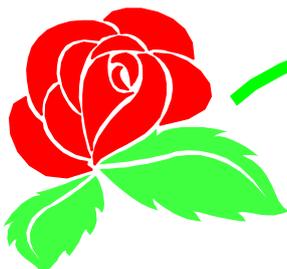
*Aux membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail.*



*Enfin un grand merci tout spécial à ma famille, à mes parents qui m'ont permis de poursuivre mes études, à ma sœur, ainsi qu'à tous mes amis qui n'ont cessé de me soutenir et de m'encourager au cours de mes années d'études et de m'avoir plus d'une fois remonté le moral. Qu'ils trouvent ici l'expression de ma profonde reconnaissance.*



*Zeineb*



*Dédicace :*

*Je dédie ce modeste travail à tous ceux que j'aime mais surtout :*

*A mes parents qui ont toujours été les étoiles de mon ciel et qui ont illuminé mon chemin depuis ma naissance, je ne les remercierai jamais assez (maman et papa que Dieu me les garde) ;*

*A mes grands-parents maternels que Dieu les protège;*

*A ma grand-mère paternelle que Dieu la garde ;*

*A ma sœur Hayet et tous mes cousins et cousines ;*

*A toute ma famille d'Alger spécialement à Bouzereah, Belcourt, et aussi Cherchel, Jijel*

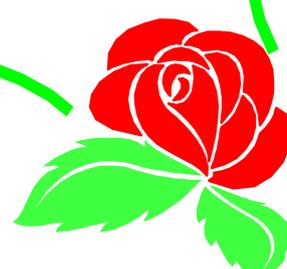
*A mes amis : Amina et Amina, Ryma, Nouria, Yasmine, Yasmina et Yasmina, Amel*

*A toute ma promotion sans exception ;*

*A tout les enseignants de l'ENSH qui m'ont accompagné durant mes études ;*

*A toute personne utilisant ce document pour un bon usage.*

*Zeineb*



## ملخص

من خلال مذكرة نهاية الدراسة اردنا ان نقوم بدراسة تتضمن إقامة محطة تطهير المياه المستعملة على مستوى مدينة المحمدية بولاية معسكر، يهدف هذا العمل إلى المحافظة على الوسط الطبيعي و حماية الصحة العمومية ضد كل تلوث و إمكانية استعمال هذه المياه المطهرة في الفلاحة.

ان دراستنا هذه تتمثل في تجسيد المحطة بقدرة استيعاب على مرحلتين:

المرحلة الأولى : معالجة المياه المستعملة في أفق 2035 ذات قدرة معالجة 76000 نسمة.

المرحلة الثانية : توسيع المحطة لضمان رفع قدرة الاستيعاب إلى 96000 نسمة في أفق 2045.

## Résumé

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

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

Notre station se réalise en deux phases :

La première phase permettra de traiter la pollution de 76000 équivalent habitant à l'horizon 2035.

La deuxième phase (extension) correspond à une augmentation de la capacité initiale de la station soit de 96000 équivalent habitant à l'horizon 2045.

## Abstract

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

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

The study is divided into two phases:

1-The first phase permits to treat the used water of 76000 inhabitants till 2035.

2-The second escapades the station to raise the station capacity for 96000 till 2045.

# Sommaire

## Table des matières

Introduction générale

### Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1.Introduction.....	01
I.2. Situation géographique du site.....	01
I.2.1. Délimitation de la zone d'étude.....	02
I.2.2. Localisation géographique.....	02
I.3. Situation climatique.....	03
I.3.1. Précipitation.....	03
I.3.2. Température.....	04
I.3.3. Vents.....	04
I.3.4. Evaporation.....	05
I.3.5. Humidité relative.....	05
I.3.6.Tension de la vapeur d'eau.....	05
I.4.Situation Géologique.....	06
I.4.1.La sismicité.....	06
I.5.Les reliefs.....	07
I.6.Etude Géotechnique.....	07
I.7.Situation hydrographique.....	07
I.8.situation démographique.....	08
I.8.1.Evolution de la population actuelle.....	08
I.9. Les infrastructures existantes.....	09
I.10.Activités socio-économiques.....	11
I.11.Situation hydraulique.....	11
I.11.1. Alimentation en eau potable.....	11
I.11.1.1.Ouvrages de stockage.....	12
I.11.1.2. Evaluation des besoins en eau potable.....	12
I.11.2.Le réseau d'assainissement.....	13
I.11.2.1.Caractéristique du milieu récepteur.....	13
I.12.Le site d'implantation de la future station d'épuration.....	14
I.12.1.Localisation du site.....	14

I.12.2.Caractéristiques du site.....	14
I.13.Conclusion	16

## **Chapitre II : Origine des eaux usées**

II.1.Introduction.....	17
II.2.Origines des eaux usées.....	17
II.2.1.Les eaux usées domestiques.....	17
II.2.2.Les eaux usées industrielles.....	18
II.2.3.Les eaux de ruissellement.....	18
II.2.4.Les eaux agricoles.....	18
II.3.Nature de la pollution de l'eau.....	19
II.3.1.Pollution organique.....	19
II.3.2.Pollution microbiologique.....	20
II.3.3.Pollution minérale.....	20
II.3.4.Pollution toxique.....	21
II.4.Effets des eaux usées sur le milieu récepteur.....	22
II.5.Caractéristiques des paramètres de pollution étudiés.....	22
II.5.1.Les paramètres physiques.....	22
II.5.1.1.La température.....	22
II.5.1.2.La turbidité.....	23
II.5.1.3.L'odeur et couleur.....	23
II.5.1.4.La conductivité électrique (CE).....	23
II.5.1.5.Les charges pondérales.....	24
II.5.1.6.Matières grasses.....	25
II.5.1.7.Les matières colloïdales.....	25
II.5.2.Les paramètres chimiques.....	25
II.5.2.1.Le potentiel d'hydrogène (pH).....	25
II.5.2.2.Potentiel redox (Eh).....	26
II.5.2.3.La demande biologique en oxygène(DBO).....	26
II.5.2.4.La demande chimique en oxygène(DCO).....	26
II.5.2.5.La biodégradabilité.....	26
II.5.2.6.Les nutriments.....	27
II.5.2.7.Métaux lourds.....	29

II.5.3.Les paramètres biologiques.....	30
II.5.3.1.Les virus.....	30
II.5.3.2.Les bactéries.....	30
II.5.3.3.Les protozoaires.....	31
II.5.3.4.Les helminthes.....	31
II.6.Estimation des Charges polluantes.....	32
II.6.1.Charges en DBO <sub>5</sub> .....	32
II.6.2.Charges en MES.....	32
II.6.3.Notion d'équivalent habitant (EH).....	32
II.6.4.Les normes de rejet.....	32
II.7.Conclusion.....	34

### **Chapitre III : Procédés d'épuration des eaux usées**

III.1.Introduction.....	35
III.2.Choix de procédé de traitement.....	35
III.3. Le relevage.....	35
III.4.Les différentes étapes du traitement des eaux usées.....	35
III.4.1.Les prétraitements.....	36
III.4.1.1. Le dégrillage.....	36
III.4.1.2. Le dessablage.....	39
III.4.1.3. Le dégraissage-déshuilage.....	39
III.4.2 Les traitements primaires.....	40
III.4.3 Les traitements secondaires.....	41
III.4.3.1 Les traitements physico-chimique.....	41
III.4.3.1.1 La coagulation.....	41
III.4.3.1.2 La floculation.....	42
III.4.3.1.3 La décantation.....	42
III.4.3.1.4 La filtration.....	42
III.4.3.2 Avantages et inconvénients des traitements physico-chimiques.....	42
III.4.3.2.1. Avantage.....	42
III.4.3.2.2 Inconvénients.....	43
III.4.3.3 Les traitements biologiques.....	43
III.4.3.2.1 Les procédés intensifs.....	43
III.4.3.2.1.1 Lits bactériens.....	44

III.4.3.2.1.1.1 Avantages et inconvénients de lit bactérien.....	44
III.4.3.2.1.2 Disques biologiques.....	45
III.4.3.2.1.2.1 Avantages et inconvénients de disque biologique.....	46
III.4.3.2.1.3 boues activées.....	46
III.4.3.2.1.3.1 Avantages et inconvénients de l'épuration par boues activées.....	47
III.4.3.2.2 Les procédés extensifs.....	48
III.4.3.2.2.1 Le lagunage.....	48
A. Le lagunage naturel.....	48
A.1 Avantages et inconvénients de lagunage naturel.....	49
B. Le lagunage aéré.....	50
B.1. Avantages et inconvénients de lagunage aéré.....	51
III.4.3.2.2.1 L'épandage.....	51
III.4.3.2.2.1.1 Avantages et inconvénients de l'épandage.....	51
III.4.4. Le traitement tertiaire.....	52
III.4.4.1. Déphosphatation.....	52
III.4.4.2. Dénitrification.....	52
III.4.4.3. Désinfection.....	52
III.5. Conclusion.....	53

#### **Chapitre IV : Procédé d'épuration par boues activées**

IV.1. Introduction.....	53
IV.2. Le principe de la boue activée.....	53
IV.3. Composants d'une unité biologique.....	53
IV.4. Bases théorique du traitement par boues activées.....	55
IV.4.1. Evolution de la MO de la masse bactérien en fonction du temps d'aération.....	55
IV.4.2. Paramètres de traitement.....	56
IV.5. les boues et leur traitement.....	60
IV.5.1. Différents types de boues.....	60
IV.5.2. Traitement des boues.....	61
A- Stabilisation.....	61
B- Epaissement.....	62
IV.5.3. voie d'élimination des boues.....	64
A. Mise en décharge.....	64
B. Valorisation agricole.....	64

IV.5.4. Paramètres influençant le processus épuratoire.....	65
A-Besoins en oxygène.....	65
B-Besoins en nutriments.....	65
C-Effet de la température.....	65
D- Influence de PH.....	65
E-Influence de la toxicité.....	65
IV.6.Conclusion.....	66

### **Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station**

V.1.Introduction.....	67
V.2.Analyse des eaux et estimation de la pollution.....	67
V.2.1.Définition.....	67
V.2.2.Paramètres des analyses.....	67
V.2.3.Interprétation des résultats.....	68
V.2.3.1.Paramètres physico-chimiques.....	68
V.3.Calculs de base pour le dimensionnement.....	69
V.3.1.Estimation des débits.....	70
A - Calcul du débit de consommation en eau potable pour la population urbaine.....	70
B- Calcul du débit des équipements.....	70
C- Calcul du débit total en eau potable.....	71
V.3.2. Evaluation des rejets.....	71
a- Débit journalier.....	71
b- Débit moyen horaire.....	72
c- Débit de pointe.....	72
V.3.3. Evaluation des charges polluante.....	73
a- La charge moyenne journalière en DBO <sub>5</sub> .....	73
b- La charge en MES.....	73
V.4. Dimensionnement des ouvrages de la Station d'épuration.....	74
V.4.1.Prétraitements.....	74
V.4.1.1.Dégrillage.....	76
a-Pour le dégrillage grossier.....	76
b- Pour le dégrillage fin.....	77
c- Calcul des pertes de charge.....	78
d- Evaluation des refus des grilles.....	79

V.4.1.2.Dessablage – Déshuilage.....	80
A-Dimensionnement du bassin de déssablage –déshuilage.....	80
a- Le volume.....	81
b- Calcul de la hauteur (H).....	81
c- La surface horizontale.....	81
d- La largeur.....	82
e- La longueur.....	82
f- Le volume d’air à insuffler dans le déssableur.....	82
g- Calcul des quantités des matières éliminées par le déssableur.....	83
V.4.2.Le traitement primaire (décantation primaire).....	84
V.4.2.1.Dimensionnement de décanteur primaire.....	85
a- La surface horizontale du décanteur.....	85
b- Volume du décanteur.....	86
c- La hauteur du décanteur.....	86
d- Le diamètre du décanteur.....	86
e- Détermination du temps du séjour.....	86
f- Calcul de la quantité de boues éliminées.....	86
V.4.3. Traitement biologique.....	88
V.4.3.1.Etude de la variante à Faible charge.....	88
V.4.3.1.1. Bassin d’aération.....	88
a- Dimensionnement du bassin d’aération.....	89
b- Besoin en oxygène.....	90
c- Calcul des caractéristiques de l’aérateur.....	91
d- Bilan de boues.....	92
V.4.3.1.2. Calcul du clarificateur (décanteur secondaire).....	95
V.4.3.2. Etude de la variante à Moyenne charge.....	98
V.4.3.2.1. Calcul du bassin d’aération.....	98
a- Dimensionnement du bassin d’aération.....	99
b- Besoin en oxygène.....	100
c- Calcul des caractéristiques de l’aérateur.....	102
d- Bilan de boues.....	102
V.4.3.2.2. Calcul du clarificateur (décanteur secondaire).....	104
V.4.4. Traitement tertiaire (désinfection).....	108

V.4.4.1. Dose du chlore à injecter.....	108
V.4.4.3. La quantité d'hypochlorite de sodium nécessaire ( $Q_j$ ).....	109
V.3.4.4. La quantité annuelle d'hypochlorite de sodium ( $Q_a$ ).....	109
V.4.4.5. Dimensionnement du bassin de désinfection.....	109
V.4.4.6. La largeur et la longueur (L).....	109
V.4.5. Traitement des boues.....	111
V.4.5.1. Variante faible charge.....	111
V.4.5.1.1. L'épaississement.....	111
a- Dimensionnement de l'épaississeur.....	111
V.4.5.1.1. Calcul des lits de séchage.....	112
V.4.5.2. Variante moyenne charge.....	114
V.4.5.2.1. L'épaississement.....	114
V.4.5.2.2. Stabilisateur aérobie.....	116
V.4.5.2.3. Calcul des lits de séchage.....	118
V.5. Choix de la variante.....	121
V.6. Conclusion.....	121

## **Chapitre VI : Calcul Hydraulique**

VI.1. Introduction.....	123
VI.2. Emplacement des ouvrages dans le site de la station.....	123
VI.3. Déversoir d'orage.....	123
VI.3.1. Calcul du déversoir d'orage.....	124
VI.3.1.1. A l'amont du déversoir.....	124
VI.3.1.2. A l'aval du déversoir (vers la station).....	124
VI.3.1.3. Le débit déversé vers le milieu naturel ( $Q_d$ ).....	125
VI.3.1.4. Dimensionnement du déversoir d'orage.....	125
VI.3.1.5. La largeur du seuil déversant.....	125
VI.3. Le Relevage.....	125
VI.3.1. Dimensionnement du puisard.....	125
VI.3.1.1. Volume.....	126
VI.3.1.2. Surface.....	126
VI.3.1.3. Largeur.....	126
VI.3.2. La conduite de refoulement.....	126
VI.3.3. Calcul de la hauteur manométrique de la pompe.....	127

VI.3.4. Choix de la pompe.....	128
VI.4. Profil hydraulique.....	128
VI.4.1. Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages.....	129
VI.4.1.1. Diamètre.....	130
VI.4.1.2. Longueurs des conduites.....	130
VI.4.1.3. Calculs des cotes piézométriques des différents ouvrages.....	130
VI.5. Conclusion.....	132

### **Chapitre VII : Aspect économique**

VII .1. Introduction.....	133
VII .1. Le cout d'investissement.....	133
VII .2. Le cout de fonctionnement.....	133
VII .3. Cout de la variante à moyenne charge.....	133
VII.3 .1. Cout d'investissement.....	133
VII.3 .2. Coût de fonctionnement.....	136
VII.3 .3. Calcul du prix du m <sup>3</sup> d'eau traitée.....	138
VII.3 .4. Le cout total de la station.....	138
VII.3 .5. Le coût de m <sup>3</sup> d'eau épurée.....	138
VII.3 .6. Le coût du m <sup>3</sup> d'eau sans les frais d'amortissement.....	138
VII .4. Cout de la variante à faible charge.....	139
VII .5. Conclusion.....	140

### **Chapitre VIII : Gestion et exploitation de la station d'épuration**

VIII .1. Introduction.....	141
VIII .2. Mesures et contrôles effectués au niveau de la station d'épuration.....	141
VIII .3. Contrôle de fonctionnement.....	142
VIII.3.1. Contrôle journalier.....	142
VIII.3.2. Contrôles périodiques.....	143
VIII.4. Entretien des ouvrages.....	143
VIII.4.1. Le dégrilleur.....	143
VIII.4.2. Déssableur-déshuileur.....	144
VIII.4.3. Bassin d'aération.....	144
VIII.4.4. Clarification.....	144
VIII.4.5. Désinfection des eaux épurées.....	144
VIII.4.6. Lits de séchage.....	144

VIII.4.7.Epaisseur.....	145
VIII.5.Risques pour l’homme.....	145
A. Chutes ou glissades.....	145
B. Risques mécaniques.....	145
C. Risques liés à la manutention.....	146
D. Risques électriques.....	146
E. Risque d’incendie.....	146
F. Risque d’explosion.....	146
G. Risques toxiques.....	146
VIII.6. Disposition générale.....	147
VIII.7.Conclusion.....	147
Conclusion Générale	

## Liste des tableaux

Tableau I.1 : Caractéristique de la station pluviométrique.....	3
Tableau I.2 : pluie maximale journalière pour l'année 2014-2015.....	3
Tableau I.3: Répartition mensuelle de la température moyenne (1994 à 2008).....	4
Tableau I.4 : les valeurs mensuelles moyennes des vitesses du vent (1994 à 2008).....	4
Tableau I.5 : moyenne mensuelle et annuelle d'évaporation (1994 à 2008).....	5
Tableau I.6 : Répartition mensuelle de l'humidité (Période : 1994-2008).....	5
Tableau I.7 : Distribution mensuelle de la tension de vapeur.....	5
Tableau I.8 : Le nombre de la population pour différents horizons.....	9
Tableau I.9 : Les infrastructures de la ville de Mohammadia.....	9
Tableau I.10 : La répartition des terres agricoles de la commune.....	11
Tableau I.11: Récapitulatif des ouvrages de stockages d'eaux potable.....	12
Tableau II.1: Origines et maladies provoquées par les organismes dans les eaux usées...	20
Tableau II.2 : Classification des pollutions.....	21
Tableau II.3 : Degré de minéralisation de l'eau en fonction de la turbidité.....	23
Tableau II.4 : Le mode de traitement en fonction de la valeur de K.....	27
Tableau II.5 : Les normes de rejet.....	33
Tableau. IV.1 : Classement de modes de traitement en fonction de la charge massique et volumique.....	57
Tableau. IV.2 Avantages et inconvénients des différents procédés .....	59
Tableau. IV.3: Classifications des boues.....	61
Tableau V.1 : Résultats de l'analyse des eaux usées au niveau du rejet de la ville.....	68
Tableau V.2 : Norme de l'effluent urbain.....	68
Tableau V.3 : Consommation en eau pour les secteurs domestiques et équipements pour les deux horizons.....	71
Tableau V.4: Les bases de dimensionnement des ouvrages d'épuration de la station pour les deux horizons.....	74
Tableau V.5: Espacement et épaisseur des barreaux. (DEGREMONT, 2005).....	76
Tableau V.6: Les valeurs de $\beta'$ en fonction de la forme des barreaux. (GAÏD, 1984).....	78
Tableau V.7 : Les résultats de dimensionnement de dégrilleur pour les deux horizons....	79

Tableau V.8: Dimensionnement du déssableur-déshuileur.....	84
Tableau V.9: Les valeurs de la vitesse limite en fonction de $Q_{moy h}$ (GAÏD, 1984).....	85
Tableau V.10: Dimensions du décanteur primaire pour les deux horizons.....	87
Tableau V.11 : Résultats de calcul du traitement biologique pour les deux horizons 2035 et 2045 (extension) pour la faible charge.....	96
Tableau V.12 : Résultats de calcul du traitement biologique pour les deux horizons 2035 et 2045 (extension) pour la moyenne charge.....	106
Tableau V.13 : Calcul du bassin de désinfection.....	110
Tableau V.14 : Résultats du calcul de l'épaisseur et le lit de séchage (faible charge)..	113
Tableau V.15 : Résultats du calcul de l'épaisseur et le lit de séchage (moyenne charge).....	120
Tableau VI.1 : Les diamètres normalisés.....	127
Tableau VI.2.Les valeurs de K, m et $\beta$ .....	127
Tableau VI.3: Cotes moyennes du terrain naturel d'implantation des différents ouvrages de la station.....	130
Tableau VII.5. Récapitulatif des résultats de profile hydraulique.....	131
Tableau VII.1 : Le coût de terrassement de chaque ouvrage .....	134
Tableau VII.2 : Le coût du béton armé de chaque ouvrage.....	135
Tableau VII.3 : Résultats de la variante moyenne charge.....	139
Tableau VII.4 : Résultats de la variante faible charge.....	139

## Listes des figures

Figure I.1 : Situation géographique de la région d'étude.....	02
Figure I.2 : Carte de zonage sismique.....	06
Figure I.3 : Evaluation de la population pour différents horizons.....	09
Figure I.4 : Photo prise du site.....	15
Figure I.5 : Photo Aérienne de site d'implantation de la station d'épuration.....	15
Figure III.1 : Les étapes de traitement des eaux usées.....	36
Figure III.2: La grille manuelle.....	37
Figure III.3: Grille mécanique.....	38
Figure III.4: Grille mécanique droite.....	38
Figure III.5 : Décanteur rectangulaire.....	41
Figure III.6 : Fonctionnement des lits bactériens.....	44
Figure III.7 : Schéma du traitement par disques biologiques.....	45
Figure III.8 : Les disques biologiques.....	46
Figure III.9 : Schéma de l'épuration par boues activée.....	47
Figure III.10 : Coupe d'un bassin de lagunage.....	49
Figure III.11 Système d'épuration par lagunes aérés.....	50
Figure VI.1 : Schéma simplifié de développement d'une culture bactérienne.....	55
Figure VI.1 : Schéma d'un déversoir d'orage type latéral.....	123

## Listes des planches

**Plans N° 01** : plan de la situation

**Plans N° 02** : Plan d'implantation de la station d'épuration.

**Plans N° 03** : Profil hydraulique

**Plans N° 04** : Ouvrages de traitement des eaux.

**Plans N° 05** : Ouvrages de traitement des boues.

# Introduction Générale

L'eau est source de la vie. L'agriculture, l'industrie et l'urbanisation ont fait exploser la consommation d'eau entraînant des rejets de quantités astronomiques d'eaux usées qui finissent par rendre cette précieuse ressource impropre à la consommation. Le problème avec l'eau c'est qu'elle ne se renouvelle pas toujours au rythme où l'homme la salit. En quelques décennies la croissance démographique, le développement des industries et le l'irrigation ont multiplié les usages d'eau, faisant ainsi exploser la demande.

La pollution du milieu naturel augmente et se diversifie avec le temps cela est dû au développement du style et de rythme de l'être humain. Au début le milieu naturel acceptait bien les déchets rejetés sans conséquences graves, grâce à ces capacités à s'auto épurer, mais avec la croissance démographique et l'intensification des zones industrielles, il ne lui a été impossible de le faire. A cet effet, l'homme a pensé à des procédés pour traiter ses déchets avant de les évacuer vers le milieu naturel, à partir de là, les lagunes puis les stations d'épuration ont été conçues et exploitées.

En plus de la pollution, la diminution des ressources en eau au niveau planétaire a poussé l'homme à réfléchir à des techniques pour recycler et réutiliser les eaux rejetées pour l'irrigation ou le rechargement des nappes souterraines avec une épuration des eaux usées plus poussée et obéissante à des normes strictes.

L'épuration des eaux usées en Algérie présente un retard considérable comparé aux pays développés cela est dû à une mauvaise planification pour la construction de nouvelles STEP dans les villes qui connaissent une croissance démographique et industrielle rapide et une mauvaise gestion de celles déjà conçues.

La ville de MOHAMMADIA souffre actuellement de la contamination de son Oued « El Habra » par la pollution des eaux usées rejetées sans aucun traitement et par conséquent la détérioration de la condition écologique et sanitaire ainsi que l'incapacité d'utiliser ces eaux pour l'irrigation des parcelles agricoles, et on dit que l'agriculture sera la principale activité de cette région donc il est impératif de traiter ses eaux avant de les rejeter dans l'Oued.

Dans le cadre du travail qui va suivre, on va concevoir une station d'épuration pour traiter les eaux usées de la ville de MOHAMMADIA dans la wilaya de MASCARA afin d'améliorer les conditions écologiques et agricoles. Cependant, le projet concerne principalement la partie Ouest de la ville, la future station traitera les rejets générés par cette partie, le rejet de la partie-Est est pris en charge par une lagune qui est actuellement au cours de réalisation.



# *Chapitre I*

*Présentation de la zone d'étude*

# Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

---

## ***1.1.Introduction***

L'étude de conception d'une station d'épuration exigera un recueil des données sur la zone concernée. En outre, leur présentation est une phase importante pour le choix de la variante d'aménagement hydraulique.

Donc pour bien entamer la conception de cette station d'épuration, une véritable étude de situation et connaissance de la zone d'étude sera réalisée dans ce présent chapitre.

Donc ces différentes situations sont :

- Situation géographique
- Situation climatique
- Situation démographique
- Situation hydraulique
- Situation géologique et géotechnique
- Situation topographique

## ***1.2. Situation géographique du site***

La ville de Mohammadia (W.MASCARA) se situe sur l'axe de la route nationale n°4 reliant Oran à Alger. De par sa position géographique faisant l'intersection de deux axes de communication, la RN 4 et la RN 17 reliant Mostaganem à Mascara, elle est comprise dans une bande rectangulaire de 2 400 m de longueur sur 2 000 m de largeur, aux coordonnées Lambert (carte d'État-major 1/5000<sup>ème</sup>) :

$$X_1= 261,000 \text{ km} \quad Y_1= 263,000 \text{ km}$$

$$X_2= 256,500 \text{ km} \quad Y_2= 258,500 \text{ km}$$

### **Limites territoriales de la ville**

- Au Nord : la commune de Sidi Abd El Moumen ;
- A l'Est : La commune d'El Ghomri ;
- Au Sud : La commune de Hacine ;
- A l'Ouest : La commune de Bouheni ;

# Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

## 1.2.1. Délimitation de la zone d'étude

Cependant, le projet concerne principalement la partie Ouest de la ville de Mohammadia, la future station d'épuration traitera les rejets générés par cette partie, le rejet de la partie Est est pris en charge par une lagune qui est actuellement en cours de réalisation.

## 1.2.2. Localisation géographique

La ville de Mohammadia chef-lieu de commune et de Daïra relève administrativement de la Wilaya de Mascara et s'étend sur une superficie de 162 km<sup>2</sup>. Elle compte quatre agglomérations secondaires :

- Sahaouria ;
- Cite frères BEN CHENINNE ;
- Barrage Fergoug ;
- Douar Djebour ;

91 % de la population est agglomérée et 9 % est éparse.

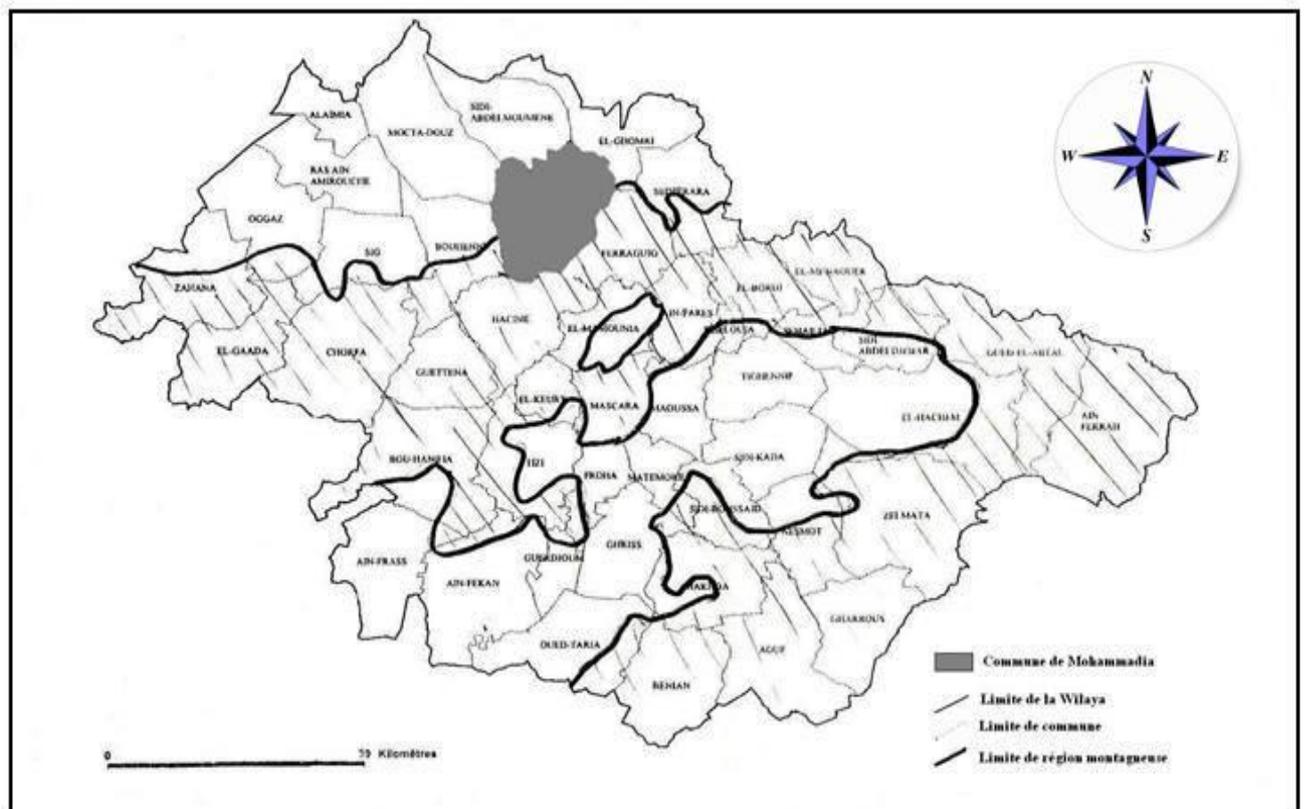


Figure I.1 : Situation géographique de la région d'étude

# Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

## *I.3. Situation climatique*

Le climat est une ressource naturelle qui affecte une bonne partie des activités humaines telle que la production agricole, la consommation d'énergie, l'utilisation de certaines ressources telle que l'eau. Son influence sur notre vie est très grande. Aussi il faut l'observer, l'étudier pour le connaître et le quantifier. Le climat peut jouer un rôle important dans l'étude de la station d'épuration, tel que la température, la vitesse du vent, évaporation et les précipitations.

L'absence de station climatologique dans la ville de Mohammadia, nous a amené à déterminer une station climatologique analogue ( code : 35.4°N 0.14°E 590m s.n.m ) , proche des lieux d'études dans le but d'estimer les différents paramètres climatiques.

### *I.3.1. Précipitation*

L'étude des précipitations est basée sur les données observées à la station pluviométrique de Mohammadia (11 – 15 – 11), le choix a été porté sur cette station en raison de sa situation qui est très proche de celle en étude.

Ces données pluviométriques recueillies au niveau de l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (A.N.R.H) se présentent sous forme de totaux mensuels et annuels ainsi que des pluies journalières maximales.

Le tableau ci-dessous donne les caractéristiques de la station pluviométrique prise en considération dans l'étude.

**Tableau I.1 : Caractéristique de la station pluviométrique**

Nom	Code	Coordonnées Lambert		Z (m)	Période d'observation
		X (Km)	Y (Km)		
Mohammadia	(11 – 15 – 11 )	262,10	257,00	145	1946 - 2015

**Tableau I.2 : pluie maximale journalière pour l'année 2014-2015**

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
P (mm )	12,2	34,9	41,2	47,1	45,0	40,5	43,2	37,9	23,9	5,0	0,8	1,3

## Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Mois pluvieux (>100 mm): Décembre, Janvier, Février, Mars.

Mois secs (<3 mm) : Juillet, Aout.

### I.3.2. Température

**Tableau I.3: Répartition mensuelle de la température moyenne (1994 à 2008)**

	<b>J</b>	<b>F</b>	<b>M</b>	<b>A</b>	<b>M</b>	<b>J</b>	<b>J</b>	<b>A</b>	<b>S</b>	<b>O</b>	<b>N</b>	<b>D</b>	<b>Moy</b>
<b>T °C</b>	7,8	9,2	10,5	21,9	16,7	21,3	25,4	25,7	22,3	17,3	12,3	8,5	15,8

Source : ONM

D'après le tableau 1, la valeur de la température moyenne est de 15 ,8 °C, la valeur maximale est enregistrée pendant le mois d'août avec une valeur de 25,7 °C, la minimale est de 7,8 °C.

Les températures moyennes allant de novembre à avril sont inférieures à la moyenne annuelle, à comparer avec les températures des mois de mai à octobre qui sont supérieures à cette dernière.

Ceci permet de distinguer deux périodes de l'année : saison froide (de novembre à avril), et saison chaude (de mai à octobre).

### I.3.3. Vents

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

**Tableau I.4 : les valeurs mensuelles moyennes des vitesses du vent (1994 à 2008)**

	<b>J</b>	<b>F</b>	<b>M</b>	<b>A</b>	<b>M</b>	<b>J</b>	<b>J</b>	<b>A</b>	<b>S</b>	<b>O</b>	<b>N</b>	<b>D</b>	<b>Moy</b>
<b>Vm/s</b>	2,7	3	3,1	3,1	3,1	3	2,8	2,8	2,7	2,4	2,5	2,6	2,4

Source : ONM

## Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

### I.3.4. Evaporation

**Tableau I.5 : moyenne mensuelle et annuelle d'évaporation (1994 à 2008)**

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Evaporation (mm)	161	123	83	62	59	66	89	103	137	170	193	196

Source : ONM

Le tableau ci-dessus montre que l'évaporation est importante en été. Elle atteint son maximum au mois d'août avec une valeur de 196 mm, et avec un minimum au mois de janvier de 59mm.

### I.3.5. Humidité relative

**Tableau I.6 : Répartition mensuelle de l'humidité (Période : 1994-2008)**

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy
H %	79	81	74,5	72,8	67,8	61,4	54,4	57,2	63,3	70,2	75,7	80	69,7

Source : ONM

L'examen de la répartition mensuelle, montre que l'humidité relative de l'air est généralement plus élevée en saison hivernale. Les valeurs maximales sont atteintes durant les mois d'hiver (78 - 80%), lorsque les températures sont minimales. Les valeurs d'humidité les plus faibles sont enregistrées en été (54 - 57 %).

### I.3.6. Tension de la vapeur d'eau

**Tableau I.7 : Distribution mensuelle de la tension de vapeur**

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
e mb	16,7	13,5	10,6	8,8	8,8	8,7	9,4	10,6	12,7	15,7	18,5	19,1

Source : ONM

Les valeurs moyennes minimales et maximales de la tension de vapeur d'eau se situent respectivement en période d'hiver (8,7 – 8,8 mbar) et en période estivale (15,7 – 19,1 mbar).

# Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

## *I.4.Situation Géologique*

La région d'études fait partie du complexe sédimentaire du bas Cheliff, formé surtout par les roches tertiaires et celles du quaternaire car c'est un bassin Néogène.

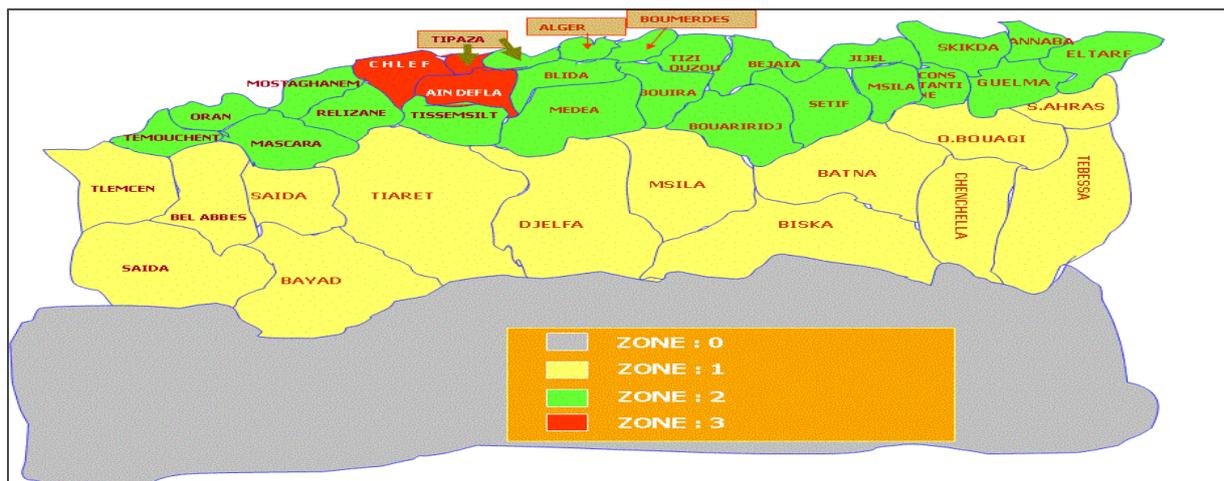
La plaine de Mohammadia représente un ensemble géomorphologique de la grande plaine de Habra (Macta) qui s'est formée par la dépression au Miocène.

Le remplissage essentiel de la dépression par des matériaux fins s'était déroulé pendant le pliocène quand probablement toute la dépression avait le caractère de lagune et quand elle était en contact avec la mer par l'isthme à travers la Macta.

### *I.4.1.La sismicité*

L'Algérie est découpée en quatre zones sismiques :

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



**Figure I.2 :** Carte de zonage sismique

D'après la carte de zonage sismique du territoire national, la commune de Mohammadia est située dans la zone sismique 2 (Sismicité Moyenne).

## ***1.5. Les reliefs***

La commune de Mohammadia appartient à la Zone 1 selon la classification des zones géomorphologiques de la Wilaya de Mascara « Les plaines de Sig et de Habra au Nord ». Elle est caractérisée par un relief accidenté et présente une forte sensibilité à l'érosion, parmi les plus sensibles du pays, elle se caractérise également par la salinité des sols rendant indispensable les travaux de drainage.

## ***1.6. Etude Géotechnique***

Les essais réalisés sur le site, c'est à dire les sondages carottés et les tranchées de reconnaissance montrent la succession lithologique suivante :

- un limon argileux à peu argileux.
- une argile limoneuse marneuse

Cette lithologie a été observée sur 03 sondages qui ont une profondeur de 10 m. Le 3<sup>ème</sup> sondage montre la présence de matière organique dans la formation argileuse. Le rapport de reconnaissance géotechnique parle d'un horizon sous-jacent à l'horizon argileux et se situe à 13 m de profondeur malheureusement cette information importante ne peut être exploitée vu que les différents sondages s'arrêtent à 10 m de profondeur.

Les résultats des essais montrent des formations avec des compacités de moyenne à bonne. D'autre part, leurs humidités naturelles avoisinant leurs limites de plasticité (figure 2), ce qui leur confère une consistance ferme à raide. La teneur en carbonate ( $\text{CaCO}_3$ ), très variable (entre 20 et 60 %), donne à ce sol une bonne résistance mécanique mais accroît sa sensibilité à l'eau et son hétérogénéité.

## ***1.7. Situation hydrographique***

La zone d'étude « Ouest de la ville de Mohammadia » est limitée à l'ouest par l'oued Habra représentant un assez important oued de point de vue apport liquide, il est de plus intercepté par le barrage de Fergoug qui est situé juste en amont de la ville de Mohammadia.

### ***1.8.situation démographique***

Pour pouvoir déterminer les débits d'eaux usées d'origine domestique à traiter, il est nécessaire d'évaluer la population desservis et son évolution en fonction du temps.

Pour déterminer la population future, plusieurs méthodes donnent des relations plus ou moins approximatives selon les caractéristiques de la ville considérée.

Dans notre cas, nous avons opté pour la méthode dite à taux de croissance géométrique qui stipule que la croissance est directement proportionnelle à la population actuelle, soit :

$$P=P_0 (1+t)^n$$

Avec

- ✓ P : population future à l'horizon considéré ;
- ✓ P<sub>0</sub> : population à l'année de référence 2008;
- ✓ t : taux d'accroissement annuel de la population en %
- ✓ n : nombre d'années séparant les horizons

t=2 % ;(d'après les services de l'APC de Mohammadia).

#### ***1.8.1.Evolution de la population actuelle*** (source DRE)

La croissance de la population de la ville de Mohammadia, après avoir connu une très forte évolution entre les années 1966/1987 du aux mouvements migratoires qu'a connu la ville cette évolution tend à se stabilisé entre les années 1998/2008 autour d'un taux variant de 2%.

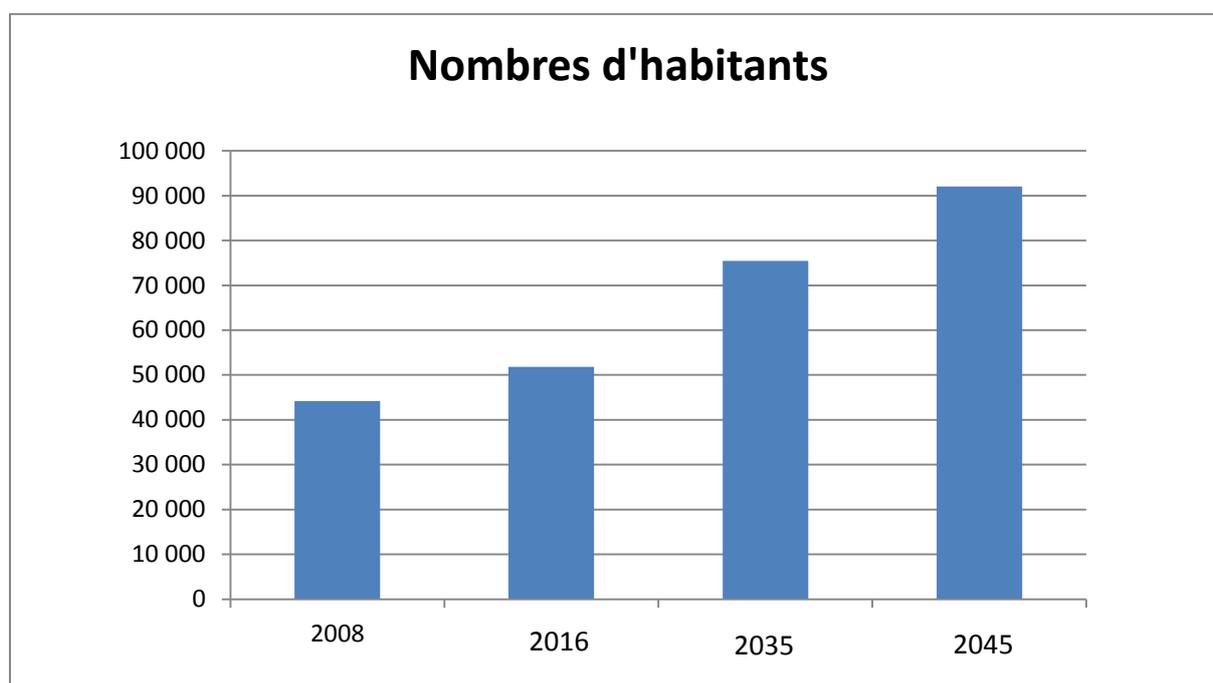
Nous optons un taux d'accroissement de 2% pour les horizons d'études car nous supposant que le chef-lieu connaît un assez fort taux d'accroissement et connaîtra une certaine stabilité, en améliorant la périphérie du chef-lieu (zone éparse), en urbanisation, en équipement et infrastructures de base, et par conséquent mettre fin à l'exode rural.

## Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

**Tableau I.8 : Le nombre de la population pour différents horizons**

Horizons	2008	2016	2035	2045
Population Chef-lieu (Ouest)	44 219	51 810	75 477	92 006
Taux d'accroissement %	2	2	2	2

(Source : APC)



**Figure I.3 : Evaluation de la population pour différents horizons**

### ***I.9. Les infrastructures existantes***

Dans cette partie, nous avons procédé uniquement au recensement des équipements qui sont implantés dans la partie Ouest de la ville et dont les rejets seront pris en charge par la future station d'épuration.

**Tableau I.9 : Les infrastructures de la ville de Mohammadia.**

Equipements éducatifs	<ul style="list-style-type: none"><li>- 4 établissements de premier et second cycle.</li><li>- 1 Lycée</li></ul>
-----------------------	--

## Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Equipements Sanitaires	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Un hôpital ;</li> <li>- Deux pharmacies ;</li> <li>- Trois cabinets médicaux.</li> </ul>
Equipements sportifs	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Une salle omnisports (non fonctionnelle actuellement) ;</li> <li>- Un stade municipal.</li> </ul>
Infrastructures touristiques	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Un hôtel de transit (auberge);</li> </ul>
Equipements administratifs et services	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Siège Daïra ;</li> <li>- Siège des travaux publics ;</li> <li>- Subdivision de l'hydraulique ;</li> <li>- L'Algérienne des eaux (ADE) ;</li> <li>- AGID ;</li> <li>- Un bureau de PTT ;</li> <li>- Gendarmerie ;</li> <li>- Une inspection des impôts ;</li> <li>- Une recette des impôts ;</li> <li>- Service des pompiers (non fonctionnel actuellement);</li> <li>- Une banque (BADR) ;</li> </ul>
Activités de proximité	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Une station essence ;</li> <li>- Deux douches ;</li> <li>- Un abattoir ;</li> <li>- Huit restaurants (restauration rapide);</li> <li>- 20 magasins ;</li> </ul>
Activités économiques	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Entreprise des chemins de fer ;</li> <li>- Une unité industrielle (ENAJUC) (actuellement à l'arrêt) ;</li> </ul>

Source : APC

## Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

### ***1.10. Activités socio-économiques***

Le secteur agricole demeure le plus important dans la région, il faut noter que la commune recèle d'importantes potentialités agricoles. La surface agricole totale est de 9836 Ha soit 61 % de la surface de la commune, dont la surface agricole utile est de 7 884 Ha. La superficie forestière représente 454 Ha.

Les principales cultures agricoles de la région sont illustrées dans le tableau suivant :

**Tableau I.10 : La répartition des terres agricoles de la commune.**

Commune	SAT (Ha)	SAU (Ha)				
		agrumes	Oliviers	pommiers	maraîchage	céréales
Mohammadia	9 836	1 693	46	52	180	345

(Source : Subdivision de l'agriculture)

L'analyse de ce tableau fait ressortir que les agrumes sont les cultures dominantes dans la région suivie des céréales, cela dit on constate que la superficie qui est cultivée est une superficie réduite, ceci à cause du manque d'eau qui se fait ressentir dans la région ; l'étendue des terres agricoles pourrait prendre un essor important avec ce projet, dont l'apport en ressources hydriques (récupération des eaux traitées) et nutritionnelles (boues) ne pourraient être que très bénéfique.

### ***1.11. Situation hydraulique***

La situation hydraulique comprend l'étude du réseau d'alimentation en eau potable et le réseau d'assainissement.

#### ***1.11.1. Alimentation en eau potable***

La ville de Mohammadia est dotée d'un réseau d'alimentation en eau potable qui a permis le raccordement de 95% des logements existants (Source : DPAT)

La partie Ouest de la ville est alimentée par le barrage de Fergoug. La capacité du barrage est de 10 370 m<sup>3</sup> par jour (120 l/s), seulement en raison de son envasement sa capacité est réduite à 4000 – 5000 m<sup>3</sup>/jour (46 l/s - 58 l/s).

La station de traitement de Mohammadia, des eaux du barrage a été conçue pour traiter 120 l/s ; actuellement elle traite uniquement 70 l/s. (Source : ADE).

## Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

### *1.11.1.1. Ouvrages de stockage*

La partie Ouest de la ville de Mohammadia est dotée de :

- Deux châteaux d'eau d'une capacité de 1 375 m<sup>3</sup> ;
- Deux réservoirs de 1 500 m<sup>3</sup> chacun ;
- Deux réservoirs d'une capacité de 1 500 m<sup>3</sup> chacun, qui alimentent la partie Est et la partie Ouest de la ville ;
- Un réservoir d'une capacité de 5 000 m<sup>3</sup>.

**Tableau I.11: Récapitulatif des ouvrages de stockages d'eaux potable.**

Type d'ouvrage	Composition	Capacité totale (m <sup>3</sup> )
châteaux d'eau	2 × 1 375	2 750
Réservoir	2 × 1500	3 000
Réservoir	2 × 1500	3 000
Réservoir	1 × 5 000	5 000
<b>TOTAL</b>		<b>13 750</b>

(Source : Subdivision de l'hydraulique, ADE)

### *1.11.1.2. Evaluation des besoins en eau potable*

D'après les données recueillies auprès de l'Algérienne des eaux de la ville de Mohammadia (ADE), la ville accuse un déficit hydrique traduit par une faible dotation journalière qui est de l'ordre de 50 l/hab/j. L'alimentation en eau potable se fait à raison de un jour sur trois.

Actuellement, le projet de dévasement du barrage est en cours d'études. La réalisation de ce projet ainsi que la réhabilitation de la station de traitement contribueront à l'amélioration de la distribution en eau.

## Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

---

Par conséquent, nous prévoyons une nette amélioration de cette dotation et nous optons pour une dotation de 150 l/hab /j pour le moyen terme, et une dotation de 200 l/hab/j pour le long terme.

### ***1.11.2. Le réseau d'assainissement***

Nos investigations dans la ville de Mohammadia, ainsi que les informations recueillies auprès de la subdivision de l'hydraulique de la ville, nous permettent de porter l'analyse suivante :

- La ville de Mohammadia est dotée d'un réseau d'assainissement du type unitaire, les eaux usées et pluviales de la partie Ouest sont collectées et transportées sans traitement préalable jusqu'à oued Habra, considéré comme exutoire naturel ce qui constitue une réelle menace pour l'environnement et la population. Le taux de raccordement des habitations au réseau est évalué à 98 %. L'ensemble des eaux sont collectées dans des collecteurs de différents diamètres compris entre 600 et 800 mm.
- L'état du collecteur principale est peu satisfaisant, en réalité sa détérioration est volontaire par les agriculteurs pour l'irrigation des vergers qui se trouvent à proximité d'où la nécessité de le réhabiliter, pour que l'ensemble des eaux usées sera acheminée vers la station, et pour que la station d'épuration ne soit pas surdimensionnée.

#### ***1.11.2.1. Caractéristique du milieu récepteur***

Les eaux usées domestiques sont déversées sans aucun traitement préalable dans l'oued Habra, situé à l'ouest de la ville à environ 300 m du tissu urbain, causant ainsi la détérioration de ce milieu. L'utilisation de ces eaux pour l'irrigation des terres agricoles qui se trouvent à proximité représente une réelle menace pour la population d'où la nécessité de la réalisation d'une station d'épuration.

### ***I.12. Le site d'implantation de la future station d'épuration***

#### ***I.12.1. Localisation du site***

La station d'épuration de Mohammadia dont le site est situé au Nord-Ouest de la ville dans le domaine de Si-Abdellah à 300 m d'Oued Habra. Elle représente une superficie de 5 hectares, la cote moyenne du terrain de la station de situe entre 36.70 et 36.50 m. Ce site est un terrain agricole (voir photo ci-dessous) situé au Nord-Ouest de la ville ; à environs 250 m de la voix principale des chemins de fer et à 500 m du tissu urbain.

#### ***I.12.2. Caractéristiques du site***

- Le site est localisé à 300 m environ du lit de l'oued Habra, ce qui écarte le risque d'inondation vu l'éloignement.
- On note l'existence d'une source d'énergie (moyenne tension), indispensable pour une station d'épuration de type mécanisée (boue activée).
- Le terrain est relativement plat et accessible.
- On note également l'existence d'une conduite d'alimentation en eau potable à proximité.
- La nature juridique du terrain est domaniale.
- Superficie suffisante
- Du point de vue environnemental, la future station d'épuration ne constituera pas une source de nuisances (bruit, odeur...) pour son voisinage, vu son éloignement du tissu urbain, de plus l'existence des brises vents (arbres d'eucalyptus) limitera la propagation des odeurs.
- Le site n'est pas très loin du rejet principal.



**Figure I.4** : Photo prise du site



**Figure I.5** : Photo Aérienne de site d'implantation de la station d'épuration (Google Earth)

### ***1.13. Conclusion***

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

Le climat de la zone est de type semi-aride frais, et la région reçoit en moyenne des pluies faibles. Il y fait très chaud en été et très froid en hiver.



# *Chapitre II*

*Origines des eaux usées*

### ***II.1.Introduction***

L'eau, propre est potable à l'origine, mais subit une altération et une dégradation par les multiples usages que l'on en fait dans les habitations, dans les établissements publics et dans les usines.

On appelle pollution de l'eau toute modification des caractéristiques de l'eau ayant un caractère gênant ou nuisible pour les usages humains, la faune ou/et la flore. Au cours de son utilisation, l'eau s'appauvrit ou s'enrichit de substances de toutes sortes. Les pollutions qui en résultent se retrouvent dans les réseaux d'assainissements avant d'être rejetées dans le milieu naturel (cours d'eau, mers, lacs...).

Dans le chapitre présent, nous proposons de définir les différentes origines et natures de pollution des eaux usées.

### ***II.2.Origines des eaux usées***

On distingue quatre principales origines qui sont :

- ❖ Les eaux domestiques ;
- ❖ Les eaux industrielles ;
- ❖ Les eaux de ruissellement ;
- ❖ Les eaux agricoles.

#### ***II.2.1.Les eaux usées domestiques***

Elles proviennent des différents usages domestiques de l'eau et sont essentiellement porteuses de pollution organique.

Ces eaux sont réparties comme suit :

- ❖ Eaux ménagères : qui ont pour origines les salles de bains et les cuisines, sont généralement chargées de détergents, de graisses, de solvants et de débris organiques...
- ❖ Eaux vannes : sont les rejets des toilettes, chargés de matières organiques azotées et de germes fécaux.

## Chapitre II : Origine Des Eaux Usées

---

### *II.2.2. Les eaux usées industrielles*

Elles sont très différentes des eaux usées domestiques, leurs caractéristiques varient d'une industrie à une l'autre.

Les eaux évacuées par les industries sont :

- ❖ Les eaux de fabrication qui dépendent de la nature de l'industrie ;
- ❖ Les eaux de refroidissement qui dépendent de taux de recyclage ;
- ❖ Les eaux de lavage des machines.

En plus de matières organiques et les éléments nutritifs, les eaux usées industrielles peuvent contenir des produits toxiques, des solvants, des métaux lourds, des micropolluants organiques et des hydrocarbures...

Certaines d'entre elles font l'objet d'un prétraitement de la part des industriels avant d'être rejetées dans les réseaux de collecte. Elles ne sont mêlées aux eaux domestiques que lorsqu'elles ne présentent plus de danger pour les réseaux de collecte et ne perturbent pas le fonctionnement des usines de dépollution (STEP).

### *II.2.3. Les eaux de ruissellement*

Elles englobent essentiellement les eaux issues de précipitation (pluie, fonte de neige) ou de ruissellement urbain (lavage des chaussées, des rues...).

Elles peuvent, elle aussi, constituer une source de pollutions importantes des cours d'eau, notamment pendant les périodes orageuses. L'eau de pluie se charge d'impuretés au contact de l'air (fumées industrielles), puis en ruissellement, se polluent par les résidus déposés sur les toits et les chaussées des villes (huiles de vidange, carburants, résidus de pneus et métaux lourds...).

La pollution entraînée est maximale en début de la précipitation et elle décroît fortement en cas de pluie persistante.

### *II.2.4. Les eaux agricoles*

L'agriculture est une source de pollution des eaux non négligeable car elle apporte les engrais et les pesticides. Elle est la cause essentielle de pollutions diffuses. Les eaux agricoles issues de terres cultivées chargés d'engrais nitrates et phosphates, sous une forme ionique ou en quantité telle, qu'ils ne seraient pas finalement retenus par le sol et assimilés par les plantes,

## Chapitre II : Origine Des Eaux Usées

---

conduisent par ruissellement à un enrichissement en matières azotées ou phosphatées des nappes les plus superficielles et des eaux des cours d'eau ou des retenues.

### *II.3.Nature de la pollution de l'eau*

La pollution de l'eau est une dégradation physique, chimique ou biologique, provoquée par le rejet de substances indésirables qui perturbent les conditions de vie et l'équilibre du milieu aquatique et induisent d'importantes nuisances : mauvaises odeurs, fermentations, des risques sanitaires qui se répercutent, à court terme, sur notre organisme à travers la chaîne alimentaire de laquelle nous dépendons.

La pollution se manifeste généralement sous quatre formes principales :

- ❖ Pollution organique ;
- ❖ Pollutions microbiologique ;
- ❖ Pollution minérale ;
- ❖ Pollution toxique.

A chacune de ces formes de pollution correspond nécessairement une modification du milieu récepteur qui se traduit indirectement et à plus ou moins long terme, par des conséquences néfastes sur l'individu.

#### *II.3.1.Pollution organique*

La pollution organique constitue souvent la fraction la plus importante par rapport aux autres pollutions. Cette forme de pollution peut être considérée comme résultant de diverses activités (urbaines, rurales, industrielles et artisanales). Aussi, chaque activité rejette des composés spécifiques biodégradables ou pas.

Lorsque la concentration de ces polluants est élevée, elle engendre un stress important dans la biocénose des milieux aquatiques, ce qui peut conduire à l'inactivation des mécanismes potentiels de la biodégradation. C'est le cas par exemple, des huiles ou des graisses, qui engendrent la formation de films superficiels qui empêchent l'oxygène dans les cours d'eau et provoquer des effets d'intoxication sur les microorganismes et les poissons.

## Chapitre II : Origine Des Eaux Usées

### II.3.2.Pollution microbologique

L'eau peut contenir des microorganismes pathogènes (virus, bactéries...), qui sont dangereux pour la santé humaine, et limitent donc les usages que l'on peut faire de l'eau (industrie, utilisation domestique...).

Les concentrations observées sont d'environ 1 million de germes (bactéries, virus, parasites) dans 1 litre d'eau de ruissellement et 1 milliard de bactéries fécales dans 1 litre d'eaux usées domestique.

Le tableau suivant représente les maladies provoquées par les organismes présents dans les eaux usées ;

**Tableau II.1: Origines et maladies provoquées par les organismes dans les eaux usées.**

Organismes	maladies	Origines
Shigelles	Dysenterie bacillaire	Eaux usées
Brucella	Brucellose	Eaux usées, lait
M.tuberculosis	Tuberculose	Eaux des sanatoriums et des hôpitaux
Entamoeba hystolytica	Dysenterie amibienne	Engrais, eaux contaminées
Salmonelles	Fièvre typhoïde et paratyphoïdes	Eaux usées
Vibrio cholerae	Choléra	Eaux usées
Virus :-Entrovirus -Echo	Poliomyélite Diarrhées	Eaux usées
Insecte vecteur	Filariose urbaine	Eaux usées

### II.3.3.Pollution minérale

Il s'agit principalement d'effluent industriels qui contiennent des substances minérales telles que : les sels, les nitrates, les chlorures, les phosphates, les ions métalliques le cuivre le mercure...

Ces éléments peuvent avoir des conséquences néfastes à savoir :

- ❖ Perturber l'activité bactérienne en station d'épuration ;
- ❖ Nuire à la santé publique ;
- ❖ Affecter le développement des cultures.

## Chapitre II : Origine Des Eaux Usées

### *II.3.4.Pollution toxique*

Les matières toxiques sont constituées de micropolluants minéraux (métaux lourds tels le mercure, le plomb, le cadmium, le chrome) ainsi que d'autres substances telles que les cyanures ou les molécules organiques présentant une action d'inhibition des mécanismes biologiques. Même à des doses très faibles, ils sont dangereux en raison de leur persistance et leur bioaccumulation.

Le tableau ci-dessus représente les différents types de pollution citée, leurs constituants et origine ainsi leur mode de traitement.

**Tableau II.2 : classification des pollutions.**

Pollution	Constituants	Origine	Traitement
Organiques (biodégradables)	Plantes mortes, excréments, protéines, lipides et corps gras (huiles, graisses, et savon) glucides	-Organismes vivants - Industries agro- alimentaires (laiteries, fromageries, abattoirs, sucrieries) - Eaux ménagères	-Assainissement individuel - lagunage -Epuration biologique - Traitement physico-chimique
Organique (Difficilement biodégradables)	- Fibres, bois	- Papeteries - Industries textiles - Tanneries	- Lagunage - Epuration biologique et traitement physico- chimique
Toxiques	Détergents, phénols, hydrocarbure, pesticides, engrais synthétiques	- Industries chimiques et pétrochimiques - Raffineries de pétrole - Agriculture	
Minérales	Substances toxiques acides ou basiques, mercure, chrome, cyanures, plomb, fer, cuivre	Produits chimiques, Métallurgies, traitement de surfaces des métaux	- Transformation en composés insoluble, précipitations - Transformation en composés inoffensives, oxydo-réduction
Bactériologiques	- Germes pathogènes : Escherichia Coli, streptocoques, virus divers.	- Activités humaines et minérales, effluents des hôpitaux et des abattoirs	Filtration et stérilisation

### ***II.4.Effets des eaux usées sur le milieu récepteur***

D'une manière générale, diverses substances toxiques, minérales ou organiques, peuvent être contenues dans les eaux résiduaires industrielles, peuvent détruire la faune des rivières ou même en question l'utilisation de l'eau des rivières pour l'alimentation humaine.

Ainsi, en 1975, le déversement de cyanure dans la Moselle détruit 40 tonnes de poissons, alors que le rejet dans le Rhin d'un insecticide entraîna la mort de 50% des poissons.

En effet, les oueds véhicules de fortes charges polluantes et leur capacité de dilution et d'autoépuration ne suffit plus à résorber la charge polluante, ils sont transformés, pour la plupart, en égouts à ciel ouvert, notamment en été où leur débit baisse naturellement.

En Algérie, le nombre de STEP est très insuffisant et les eaux usées sont généralement déversées à l'état brut, soit directement à la mer, soit vers les oueds, entraînant des problèmes de pollution biologique et chimique. Les cours d'eau fortement pollués qui traversent ou passent à proximité d'agglomérations urbaines et de zones industrielles majeures tels que (oued EL-HARRACH à ALGER, oued SOUMMAM à BEJAIA, oued RHUMEL à CONSTANTINE et oued HABRA à MASCARA), causant ainsi beaucoup de problèmes sanitaires et d'insalubrité aux riverains.

### ***II.5.Caractéristiques des paramètres de pollution étudiés***

Les normes de rejet des eaux usées, fixent des indicateurs de qualité physico-chimique et biologique. Ce potentiel de pollution généralement exprimés en mg /l, est quantifié et apprécié par une série d'analyses. Certains de ces paramètres sont indicateurs de modifications que cette eau sera susceptible d'apporter aux milieux naturels récepteurs. Pour les eaux usées domestiques, industrielles et les effluents naturels, on peut retenir les analyses suivantes :

#### ***II.5.1.Les paramètres physiques***

##### ***II.5.1.1.La température***

La température de l'eau joue un rôle important sur la solubilité des sels et des gaz dont, l'oxygène nécessaire à l'équilibre de la vie aquatique. Aussi, la température accroît les vitesses des réactions chimiques et biochimiques d'un facteur 2 à 3 pour une augmentation de température de 10 degrés Celsius (°C). L'activité métabolique des organismes aquatiques est donc également accélérée lorsque la température de l'eau s'accroît.

## Chapitre II : Origine Des Eaux Usées

### II.5.1.2. La turbidité

La turbidité est inversement proportionnelle à la transparence de l'eau, elle est de loin le paramètre de pollution indiquant la présence de la matière organique ou minérale sous forme colloïdale en suspension dans les eaux usées. Elle varie suivant les matières en suspension (MES) présentes dans l'eau.

### II.5.1.3. L'odeur et couleur

L'odeur est signe de pollution ou de présence des matières organiques en décomposition.

- ❖ La couleur de l'eau est due aux éléments qui s'y trouvent à l'état dissous ou colloïdaux, on distingue :
- ❖ La couleur grisâtre de l'égout est d'origine domestique, une couleur noire indique une décomposition partielle ;
- ❖ les autres nuances indiquent un apport d'eaux résiduaires industrielles.

### II.5.1.4. La conductivité électrique (CE)

La conductivité est la propriété que possède une eau à favoriser le passage d'un courant électrique. Elle fournit une indication précise sur la teneur en sels dissous (salinité de l'eau). La conductivité s'exprime en micro Siemens par centimètre et elle est l'inverse de la résistivité qui s'exprime en ohm par centimètre. La mesure de la conductivité permet d'évaluer la minéralisation globale de l'eau. Sa mesure est utile car au-delà de la valeur limite de la salinité correspondant à une conductivité de 2500  $\mu\text{S}/\text{cm}$ , la prolifération de microorganismes peut être réduite d'où une baisse du rendement épuratoire. Le tableau suivant, nous renseigne sur la minéralisation de l'eau en fonction de la conductivité.

**Tableau II.3 : degré de minéralisation de l'eau en fonction de la turbidité.**

Conductivité	Degré de minéralisation
Conductivité $< 100 \mu\text{S}/\text{cm}$	Minéralisation très faible
$100 \mu\text{S}/\text{cm} < \text{CE} < 200 \mu\text{S}/\text{cm}$	Minéralisation faible
$200 \mu\text{S}/\text{cm} < \text{CE} < 333 \mu\text{S}/\text{cm}$	Minéralisation moyenne accentuée
$333 \mu\text{S}/\text{cm} < \text{CE} < 666 \mu\text{S}/\text{cm}$	Minéralisation moyenne
$666 \mu\text{S}/\text{cm} < \text{CE} < 1000 \mu\text{S}/\text{cm}$	Minéralisation importante
Conductivité $> 1000 \mu\text{S}/\text{cm}$	Minéralisation excessive

## Chapitre II : Origine Des Eaux Usées

---

### *II.5.1.5. Les charges pondérales*

#### **a. Les matières en suspensions(MES)**

Les matières en suspensions comprennent toutes les matières minérales (MMS) ou organiques (MVS) qui ne se solubilisent pas dans l'eau. Elles incluent les argiles, les sables, les limons, les matières organiques de faible dimension, le plancton et autres micro-organismes de l'eau.

La quantité de la matière en suspension varie notamment selon les saisons et le régime d'écoulement des eaux. Ces matières affectent la transparence de l'eau et diminuent la pénétration de la lumière et, par suite, la photosynthèse. Elles peuvent également gêner la respiration des poissons. Par ailleurs, les matières en suspensions peuvent accumuler les quantités élevées de matières toxiques (métaux, pesticides, huiles minérales...).

Pour un effluent urbain, les MES s'expriment par la relation suivante :

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

#### **b. Les matières volatiles en suspension(MVS)**

Elles représentent la fraction organique des MES et sont obtenues par calcination de ces MES à 525°C pendant 2 heures. La différence de poids entre les MES à 105°C et les MES à 525°C donne la « perte au feu » et correspond à la teneur en MVS en (mg/l) d'une eau.

#### **c. Les matières minérales (MMS)**

Elles représentent le résultat d'une évaporation totale de l'eau, c'est-à-dire « extrait sec » constitué à la fois par les matières en suspension et les matières solubles telles que les chlorures, les phosphates...

L'abondance des matières minérales en suspension dans l'eau augmente la turbidité, réduit la luminosité et par ce fait abaisse la productivité d'un cours d'eau, entraînant ainsi une chute en oxygène dissous et freinant les phénomènes photosynthétiques qui contribuent à la ré-aération de l'eau. Ce phénomène peut être accéléré par la présence d'une forte proportion de matières organiques consommatrices d'oxygène.

#### **d. Les matières décantables (MD) et non décantables (MND)**

On distingue les fractions qui décantent en un temps donné (2 heures) suivant des conditions opératoires particulières (utilisation d'un cône Imhof ou Coin).

## Chapitre II : Origine Des Eaux Usées

---

Les matières non décantables sont celles qui restent dans le surnageant et qui vont donc être dirigées vers le procédé de traitement biologique ou chimique.

### ***II.5.1.6.Matières grasses***

Les eaux résiduaires industrielles contiennent des quantités élevées de graisses et d'huiles, qui par formation de films et de couches superficielles peuvent empêcher l'accès de l'air dans l'eau et provoquer la mort des micro-organismes. Les matières grasses peuvent occasionner des obstructions dans les égouts et rendent plus difficile l'exploitation des stations d'épuration des eaux.

### ***II.5.1.7.Les matières colloïdales***

Ce sont des éléments présents dans l'eau sous un état intermédiaire, entre un état dissous et un état solide. Il s'agit de très petites particules solides invisibles à l'œil nu dotées sur leur surface de charges électriques qui se repoussent les unes les autres et déterminent ainsi la turbidité.

### ***II.5.2.Les paramètres chimiques***

#### ***II.5.2.1.Le potentiel d'hydrogène (pH)***

Le pH est une mesure de l'acidité de l'eau c'est-à-dire de la concentration en ions d'hydrogène ( $H^+$ ). L'échelle des pH s'étend en pratique de 0(très acide) à 14(très alcalin) ; la valeur médiane 7 correspond à une solution neutre à 25°C.

Les organismes sont très sensibles aux variations du pH, et un développement correct de la faune et de la flore aquatique n'est possible que si la valeur est comprise entre 6 et 9. L'influence de pH se fait également ressentir par le rôle qu'il exerce sur les autres éléments comme les ions des métaux dont il peut diminuer ou augmenter leur mobilité en solution donc leur toxicité. Le pH joue un rôle important dans l'épuration d'un effluent et le développement bactérien. La nitrification optimale ne se fait qu'à des valeurs de pH comprises entre 7,5 et 9.

## Chapitre II : Origine Des Eaux Usées

---

### ***II.5.2.2.Potentiel redox (Eh)***

Dans les systèmes aqueux, le potentiel redox(ou disponibilité en électrons) affecte les états d'oxydation des éléments (H, C, N, S, Fe...). Dans une eau bien oxygénée, les conditions d'oxydation diminuent. Quand les concentrations d'oxygène diminuent, le milieu devient plus réducteur ce qui se traduit par une réduction du potentiel redox. Dans les eaux naturelles, des comparaisons relatives de l'évolution du potentiel redox peuvent être utiles pour suivre les degrés de changement du système aquatique. Le potentiel redox se mesure en mV.

### ***II.5.2.3.La demande biologique en oxygène(DBO)***

La demande biologique en oxygène est un paramètre qui exprime la quantité d'oxygène qu'une biomasse épuratrice va consommer pour décomposer les matières organiques biodégradable contenues dans l'effluent. Elle est donc représentative de la somme des matières organiques biodégradables. Elle est généralement mesurée en 5 jours(DBO<sub>5</sub>).

### ***II.5.2.4.La demande chimique en oxygène(DCO)***

La demande chimique en oxygène est un paramètre qui exprime la quantité d'oxygène qu'une biomasse épuratrice va consommer pour décomposer les matières organiques biodégradable ou non contenues dans l'effluent. Elle est représentative de la quantité de matières organiques oxydables par voie chimique.

### ***II.5.2.5.La biodégradabilité***

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

La biodégradabilité est exprimée par un coefficient K, tel que :

$$K=DCO/DBO_5$$

Le tableau suivant, nous renseigne sur la biodégradabilité et le mode de traitement qui convient en fonction du K.

## Chapitre II : Origine Des Eaux Usées

**Tableau II.4 : le mode de traitement en fonction de la valeur de K.**

<b>K</b>	<b>Biodégradabilité</b>	<b>Mode de traitement</b>
$K < 1,5$	Fortement biodégradable	Traitement biologique
$1,5 < K < 2,5$	Moyennement biodégradable	Traitement biologique
$2,5 < K < 3$	Peu biodégradable	Traitement biologique avec adaptation de la souche bactérienne
$K > 3$	Non biodégradable	Traitement physico-chimique

La connaissance de ces deux paramètres (DBO et DCO) permet aussi de définir l'origine de l'effluent.

### **II.5.2.6. Les nutriments**

Ce sont également des paramètres très importants. Les rejets excessifs de phosphore et d'azote contribuent à l'eutrophisation des lacs et des cours d'eau. Ce sont les nutriments essentiels à l'activité biologique dans l'eau (bactérie et algues). Les eaux usées domestiques contiennent une alimentation équilibrée, mais il n'est pas de même des eaux industrielles qui sont souvent pauvres en azote et en phosphore.

En absence de l'azote, les bactéries ne peuvent pas synthétiser de nouvelles cellules. L'activité des boues ramenée au poids de MVS s'en trouvera réduite et le rendement de l'épuration diminuera progressivement. D'autre part, les boues carencées montrent souvent une mauvaise caractéristique de décantation.

Lorsque l'effluent à traiter d'éléments nutritifs (N et P), il convient alors de lui ajouter sous forme d'engrais agricoles, soit par addition d'effluent urbain dans les proportions convenables, ou encore sous forme de produits comme le phosphate d'ammonium.

#### **❖ Origine de l'azote dans les eaux résiduaires**

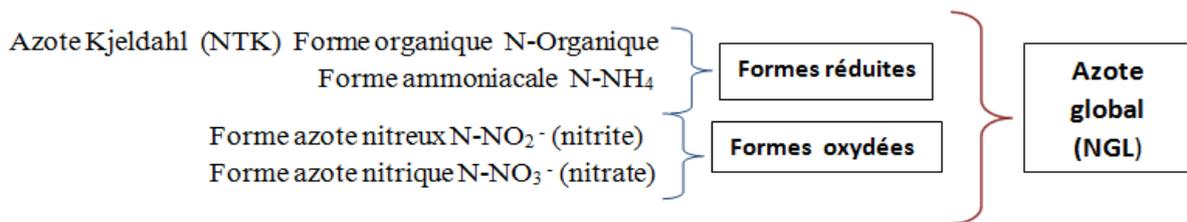
L'azote présent dans les eaux usées résiduaires provient principalement des déjections humaines. Les urines contribuent largement à cet apport essentiellement sous forme d'urée, d'acide urique d'ammoniaque ( $\text{NH}_3$ ). Par ailleurs, les eaux de cuisine véhiculent des protéines aminés, et certains agents de surface (assouplissant...) qui incluent dans leurs molécules des radicaux azotés.

## Chapitre II : Origine Des Eaux Usées

### ❖ Forme de l'azote :

L'azote des eaux usées est essentiellement constitué d'azote organique ammonifiable ou réfractaire (sous forme soluble et particulaire) et d'azote ammoniacal

L'azote KJELDAHL (NK), du nom du chimiste qui a mis au point le dosage, représente la somme de l'azote organique et de l'azote ammoniacal.



### Remarque

L'azote pouvant subir différentes transformations au cours d'un traitement biologique (passage de la forme ammoniacale à la forme nitreuse NO<sub>2</sub><sup>-</sup> puis nitrique NO<sub>3</sub><sup>-</sup> et retour à la forme gazeuse N<sub>2</sub>) et chacun des composés formés au cours de ces différentes étapes ayant un poids moléculaire différent, le suivi de son évolution au cours du traitement ne peut être effectué qu'à partir d'une base commune : le nombre de moles d'azote ou les masses d'azote mises en jeu. C'est la raison pour laquelle les charges et les concentrations de NH<sub>4</sub><sup>+</sup>, NO<sub>2</sub><sup>-</sup> et NO<sub>3</sub><sup>-</sup> sont exprimées en unités de N (d'où la formulation N-N...) [7].

✚ 1,29 mg NH<sub>4</sub><sup>+</sup> sont équivalents à 1 mg d'azote ammoniacal N-NH<sub>4</sub><sup>+</sup>

✚ 3,29 mg NO<sub>2</sub><sup>-</sup> sont équivalents à 1 mg d'azote nitreux N-NO<sub>2</sub><sup>-</sup>

✚ 4,43 mg NO<sub>3</sub><sup>-</sup> sont équivalents à 1 mg d'azote nitrique N-NO<sub>3</sub><sup>-</sup>

### ❖ Origines du phosphore

Le phosphore peut provenir de diverses sources à savoir :

- ✚ Métabolisme humain : un homme excrète entre 1 et 2 grammes de P par jour. Il s'agit de l'apport principal en phosphore dans les cours d'eau.
- ✚ Produits lessiviels et de nettoyage : 1 à 2 grammes de P par jour et par habitation (en diminution)
- ✚ Rejets industriels : les effluents d'industries agro-alimentaires, d'abattoirs, de laveriers industrielles, d'industries de traitement de surface et d'industries chimiques spécialisées.
- ✚ Rejets agricoles ou d'origine naturelle sont retenus dans les sols et ne se retrouvent pas dans les eaux usées.

## Chapitre II : Origine Des Eaux Usées

---

### ❖ Formes chimiques du phosphore

Le phosphore des eaux usées, particulaire ou soluble, est essentiellement constitué de :

- ✚ phosphore inorganique (essentiellement des polyphosphates) et des orthophosphates dont une part provient de l'hydrolyse des premiers;
- ✚ Phosphore organique : phospho-lipides, esters.

Les phosphates de sodium et de potassium sont solubles dans l'eau, les phosphates monocalciques et les phosphates de magnésium le sont également, mais dans une moindre mesure. Les autres phosphates sont insolubles.

Le phosphore total est la somme du phosphore inorganique et organique.

### *II.5.2.7.Métaux lourds*

Le suivi des concentrations en métaux lourds est particulièrement important vu leurs toxicité et leurs capacité de bioaccumulation le long des chaînes alimentaires. Contrairement aux polluants organiques, les métaux ne peuvent pas être dégradés biologiquement ou chimiquement.

Les concentrations en cuivre, chrome, plomb, zinc, cadmium, arsenic sont régulièrement mesurées.

Les métaux lourds caractérisent certains types de pollution, comme par exemple :

- ✚ La présence de cuivre et de nickel signe des rejets provenant d'industries de traitement de surface des métaux ;
- ✚ Le chrome dénonce la présence d'une tannerie ;
- ✚ Le plomb est lié à des pollutions diffuses (apports dus aux transports routiers et à l'existence de sites industriels désaffectée) ;
- ✚ Le zinc est évacué pas des industries qui pratiquent la galvanisation ou la préparation d'alliages tels que le laiton et le bronze, il est également libéré lors du contact entre les eaux de ruissellement et les matériaux galvanisés (toitures métalliques, gouttières) ;
- ✚ Le cadmium peut notamment être rejeté par des usines de galvanoplastie et des industries chimiques de textiles et de teintures.

Les métaux lourds se dissolvent très bien dans une eau acide (pH faible). Dans des eaux neutres ou basiques, ils précipitent et s'accumulent principalement dans la phase solide (boues). L'analyse de ces boues permet ainsi d'obtenir une vue de l'ensemble des déversements en métaux lourds qui ont eu lieu, tant en nature qu'en quantité.

## Chapitre II : Origine Des Eaux Usées

---

Résumé des principaux dangers des métaux lourds :

- ✚ Ils remplacent ou substituent les minéraux essentiels ;
- ✚ Ils ont un effet antibiotique, ce qui augmente la résistance des bactéries ;
- ✚ Ils provoquent le cancer ;
- ✚ Ils neutralisent les acides aminés utilisés pour la détoxification ;
- ✚ Ils causent des allergies ;
- ✚ Ils endommagent les cellules nerveuses.

### ***II.5.3.Les paramètres biologiques***

#### ***II.5.3.1.Les virus***

Ce sont des organismes infectieux de très petite taille (10 à 350 nm) qui se reproduisent en infectant un organisme hôte.

Les virus ne sont pas naturellement présents dans l'intestin, contrairement aux bactéries (tableau ci-dessus). Ils sont présents soit intentionnellement (après une vaccination contre la poliomyélite, par exemple), soit chez un individu infecté accidentellement. L'infection se produit par l'ingestion dans la majorité des cas, sauf pour le Coronavirus où elle peut aussi avoir lieu par inhalation.

On estime leur concentration dans les eaux usées urbaines comprise entre  $10^3$  et  $10^4$  particules par litres. Leur isolement et leur dénombrement dans les eaux usées sont difficiles, ce qui conduit vraisemblablement à une sous-estimation de leur nombre réel.

Les virus entériques sont ceux qui multiplient dans le trajet intestinal ; parmi les virus entériques humains les plus importants, il faut citer les entérovirus (exemple : polio), les rotavirus, les rétrovirus, les adénovirus et le virus de l'hépatite.

#### ***II.5.3.2.Les bactéries***

Les bactéries sont des organismes unicellulaires simples et sans noyau. Leur taille est comprise entre 0,1 et 10  $\mu\text{m}$ , la quantité moyenne de bactéries dans les fèces est d'environ  $10^{12}$  bactéries/g.

## Chapitre II : Origine Des Eaux Usées

---

Les eaux usées urbaines contiennent environ  $10^6$  à  $10^7$  bactéries/100ml dont  $10^5$  proteus et entérobactéries,  $10^3$  à  $10^4$  streptocoques et  $10^2$  à  $10^3$  clostridium.

Parmi les plus communément rencontrées, on trouve les salmonellas dont on connaît plusieurs centaines de sérotypes différents, dont ceux responsables de la typhoïde, des paratyphoïdes et des troubles intestinaux. Des germes témoins de contamination fécale sont généralement utilisés pour contrôler la qualité relative d'une eau ce sont les coliformes thermotolérants.

### ***II.5.3.3. Les protozoaires***

Les protozoaires sont des organismes unicellulaires munis d'un noyau, plus complexes et plus gros que les bactéries. La plupart des protozoaires pathogènes sont des organismes parasites, c'est-à-dire qu'ils se développent aux dépens de leur hôte.

Certains protozoaires adoptent au cours de leur cycle de vie une forme de résistance, appelée kyste. Cette forme peut résister généralement aux procédés des traitements des eaux usées.

Parmi les protozoaires les plus importants du point de vue sanitaires, il faut citer *Entamoeba histolytica*, responsable de la dysenterie amibienne et *Giardia lamblia*.

### ***II.5.3.4. Les helminthes***

Les helminthes sont des vers multicellulaires. Tout comme les protozoaires, ce sont majoritairement des organismes parasites. Les concentrations en œufs d'helminthes dans les eaux usées est de l'ordre de  $10$  à  $10^3$  œufs/l. il faut citer, notamment, *Ascaris lumbricoides*, *Oxyuris vermicularis*, *Trichuris trichuria*, *Taenia saginata*.

Beaucoup de ces helminthes ont des cycles de vie complexes comprenant un passage obligé par un hôte intermédiaire. Le stade infectieux de certains helminthes est l'organisme adulte ou larve, alors que pour d'autres, ce sont les œufs.

Les œufs d'helminthes sont très résistants et peuvent notamment survivre plusieurs semaines voire des mois sur les sols ou les plantes cultivées.

### ***II.6.Estimation des Charges polluantes***

#### ***II.6.1.Charges en DBO<sub>5</sub>***

La charge de DBO d'un rejet d'eaux usées est le produit de la DBO unitaire par son débit, elle constitue la charge de DBO<sub>5</sub> du rejet.

La charge en DBO<sub>5</sub> apportée par les eaux brutes est exprimée par jour et par habitant suivant le type de réseau :

- ❖ Réseau unitaire : 70 g/hab/jour ;
- ❖ Réseau séparatif : 55 g/hab/jour ;
- ❖ Réseau pseudo séparatif : 60 g/hab/jour

#### ***II.6.2.Charges en MES***

Les charges en matières en suspension apportées par les eaux usées sont estimées suivant le type de réseau à :

- ❖ Réseau unitaire : 70 à 90 g/hab/jour ;
- ❖ Réseau séparatif : 70 g/hab/jour ;
- ❖ Réseau pseudo séparatif : 80 g/hab/jour

#### ***II.6.3.Notion d'équivalent habitant (EH)***

La notion de l'équivalent habitant est utilisée pour quantifier la pollution émise par une agglomération à partir de la population qui y réside et des autres activités non domestiques. Selon la définition de la directive européenne du 21 mai 1991 « relative au traitement des eaux résiduaires », un équivalent-habitant représente une DBO<sub>5</sub> de 60 g d'oxygène par jour, 80 g de MES, 15g de matières azotées, 4g de matières phosphorées et 150 à 250l d'eau.

#### ***II.6.4.Les normes de rejet***

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

Le tableau suivant illustre les normes de rejets en rivière des effluents urbains à atteindre après l'épuration selon le décret n°93-160 du 10 juillet 1993.

## Chapitre II : Origine Des Eaux Usées

Tableau II.5 : les normes de rejet.

Paramètres	valeurs	Unités
Température	30	C°
PH	5.5 - 8.5	-
MES	30	mg/l
DBO <sub>5</sub>	30-40	mg/l
DCO	90-120	mg/l
Azote total	15	mg/l
Phosphates	2	mg/l
Aluminium	5	mg/l
Cadmium	0.2	mg/l
Mercure	5	mg/l
Nickel	1	mg/l
Plomb	3	mg/l
Cuivre	3	mg/l
Zinc	5	mg/l
Huiles et graisses	20	mg/l
Hydrocarbures	20	mg/l
Phénols	0.5	mg/l
Solvants organiques	20	mg/l
Chlore actif	1	mg/l
Détergents	12	mg/l

Source : ([Décret n°93-160 du 10 juillet 1993])

### ***II.7. Conclusion***

La connaissance de la qualité des eaux usées à traiter est indispensable dans un projet de dimensionnement d'une station d'épuration.

La dépollution des eaux usées nécessite une succession d'étapes faisant appel à des traitements physiques, physico-chimiques et biologique.

En dehors des plus gros déchets présents dans les eaux usées, l'épuration doit permettre au minimum d'éliminer la majeure partie de la pollution carbonée.



# *Chapitre III*

*Procédés d'épuration des eaux usées*

## Chapitre III : Procèdes d'épuration des eaux usées

---

### ***III.1.Introduction***

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

### ***III.2.Choix de procédé de traitement***

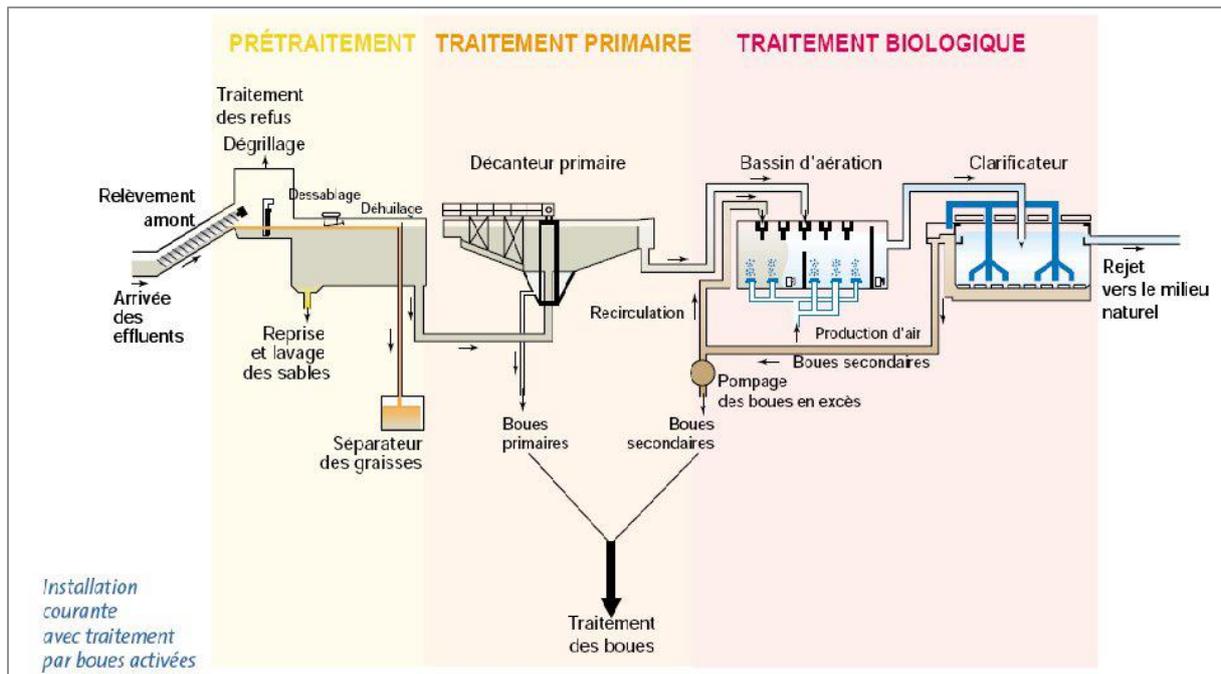
Le choix de procédé d'épuration tient compte de :

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

### ***III.3. Le relevage***

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

### ***III.4.Les différentes étapes du traitement des eaux usées***



**Figure III.1 :** Les étapes de traitement des eaux usées (source : Google image)

### III.4.1. Les prétraitements

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

#### III.4.1.1. Le dégrillage

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

On classifie les grilles selon leurs écartements :

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

Il y a plusieurs types de grilles :

### - Grilles manuelles

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

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

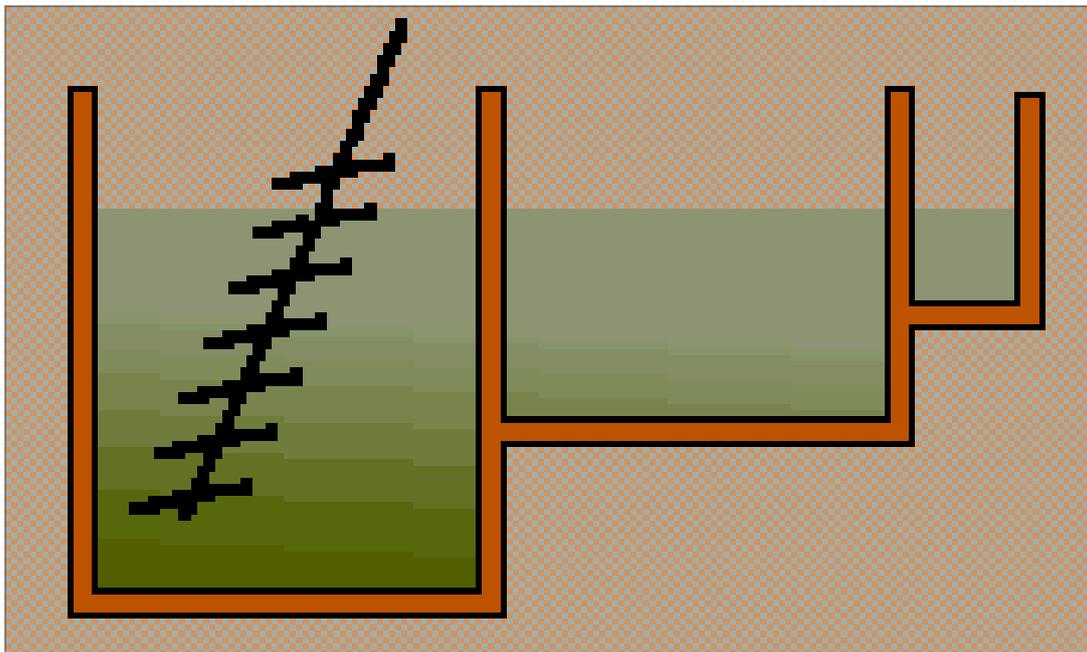


Figure III.2: La grille manuelle

### - Grilles mécaniques

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

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

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

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

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



**Figure III.3:** Grille mécanique



**Figure III.4:** Grille mécanique droite

### *III.4.1.2. Le dessablage*

Réalisé par décantation, le dessablage vise à éliminer les sables et les graviers.

L'écoulement de l'eau à une vitesse réduite dans un bassin appelé « déssableur » entraîne leur dépôt au fond de l'ouvrage. Ces particules sont ensuite aspirées par une pompe.

Les sables récupérés sont essorés, puis lavés avant d'être envoyés en décharge, soit réutilisés, selon la qualité de lavage.

Le dessablage a pour objectif de :

- Eviter les dépôts dans les canalisations induisant leur bouchage.
- Protéger les pompes et autres organes mécaniques contre l'abrasion et l'usure.
- Eviter de perturber les autres stades de traitements, en particulier le réacteur biologique.
- Réduire la production des boues.

On distingue :

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

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

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

### *III.4.1.3. Le dégraissage-déshuilage*

Les opérations de dégraissage-déshuilage consistent à séparer de l'effluent brut, les huiles et les graisses par flottation. Ces derniers étant de densité légèrement inférieure à celle de l'eau. L'injection des micros bulle 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

## Chapitre III : Procèdes d'épuration des eaux usées

---

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).

### *III.4.2 Les traitements primaires*

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

La principale opération effectuée dans le traitement primaire est la décantation. Elle consiste à éliminer les particules en suspension dont la densité est supérieure à celle de l'eau. Cette opération vise à extraire de l'eau les matières en suspension d'origine minérales ou organiques décantables de la fraction liquide par sédimentation permettant d'éliminer jusqu'à 35 % de la DBO<sub>5</sub> et 60 % environ des MES de l'effluent prétraité.

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

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

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

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

En réseau séparatif, la charge superficielle admise est de 2,50 m/h sur le débit de pointe.

Dans le cas de réseau unitaire, elle est déterminée par le rapport prévu entre le débit pluvial  $Q_p$  admis sur la station et le débit moyen horaire sur 24h des eaux résiduaires  $Q_m$ .

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

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



**Figure III.5 :** Décanteur rectangulaire

### ***III.4.3 Les traitements secondaires***

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

#### ***III.4.3.1 Les traitements physico-chimique***

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

##### ***III.4.3.1.1 La coagulation***

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

### ***III.4.3.1.2 La floculation***

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

### ***III.4.3.1.3 La décantation***

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

### ***III.4.3.1.4 La filtration***

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

### ***III.4.3.2 Avantages et inconvénients des traitements physico-chimiques***

#### ***III.4.3.2.1 Avantage***

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

### **III.4.3.2 Inconvénients**

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

### **III.4.3.3 Les traitements biologiques**

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

La pollution organique comprend une fraction biodégradable estimée par la demande biologique en oxygène ou **DBO<sub>5</sub>** et une fraction non biodégradable estimée par la demande chimique en oxygène ou **DCO** (paramètre de référence de l'eau brute).

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

Cette opération n'est effectuée que par l'existence d'une flore bactérienne, dans laquelle on retrouvera des champignons, des larves, etc..., qui dégradent les matières organiques présentes dans l'eau brute pour leurs besoins spécifiques (nutrition, croissance, reproduction). La dégradation des matières organiques est le résultat du métabolisme bactérien.

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

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

Les principales techniques de l'épuration biologique sont :

#### **III.4.3.2.1 Les procédés intensifs**

- Les lits bactériens
- Les disques biologiques

- Boues activées

### III.4.3.2.1.1 Lits bactériens

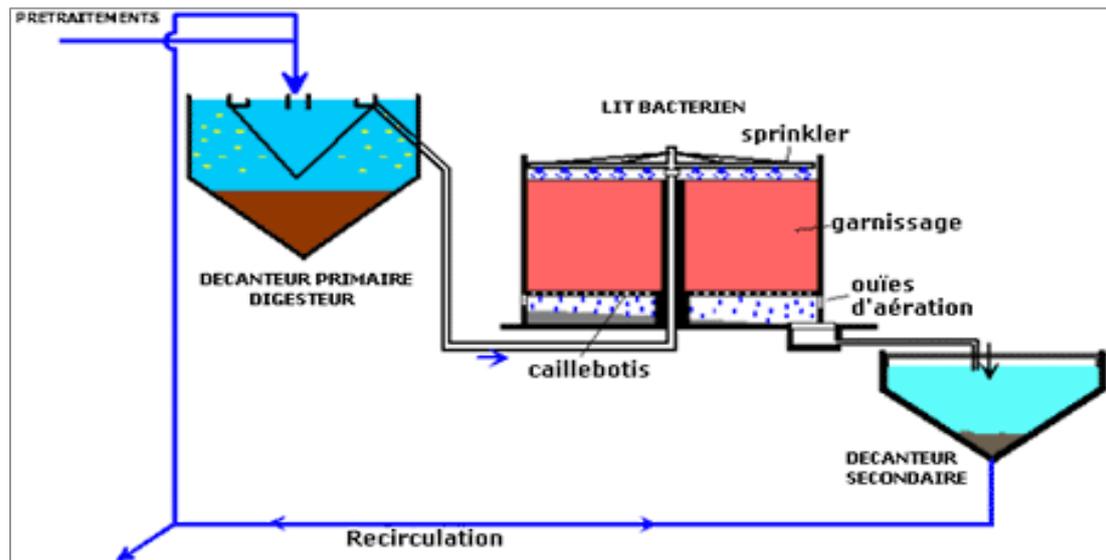


Figure III.6 : Fonctionnement des lits bactériens.

L'épuration des eaux par lit bactérien est une méthode d'épuration biologique par cultures fixes. Ce système est le plus souvent utilisé pour les eaux très chargées. Dans cette méthode les micro-organismes épurateurs sont fixés sur un support poreux (pierre ponce, pierre volcanique, plastique, cailloux ...etc.) formant une pellicule bactérienne en suite l'effluent est dispersé par une grille de répartition sur toute la surface du lit, l'effluent ainsi dispersé percole lentement à travers le massif filtrant et provoque la prolifération des micro-organismes, une recirculation de l'effluent est parfois nécessaire afin de compléter le traitement.

Lorsque la pellicule bactérienne devient trop importante, elle se détache naturellement; elle doit alors être séparée de l'effluent par décantation. L'eau va donc dans un décanteur secondaire (ou clarificateur) afin d'éliminer les éventuelles boues restantes.

#### III.4.3.2.1.1.1 Avantages et inconvénients de lit bactérien

##### Avantage

Un bon rendement est atteint avec un choix convenable du matériau et des dimensions des pores (augmentation de la surface spécifique). Les lits bactériens sont aussi performants dans le cas d'effluents urbains ou dans le cas de certaines industries spécifiques (parfumeries,

## Chapitre III : Procèdes d'épuration des eaux usées

agro-alimentaires), l'exploitation d'une station à lits bactériens reste très simple et il n'y a pas de gestion de stock de boues.

### Inconvénients

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

#### III.4.3.2.1.2 Disques biologiques

L'eau usée, préalablement décantée, alimente un ouvrage dans lequel des disques fixés sur un axe sont mis en rotation à vitesse lente. Sur ces disques biologiques en plastique se développe alors un film bactérien. Lors de leur 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.

Les performances de ce procédé sont liées à :

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

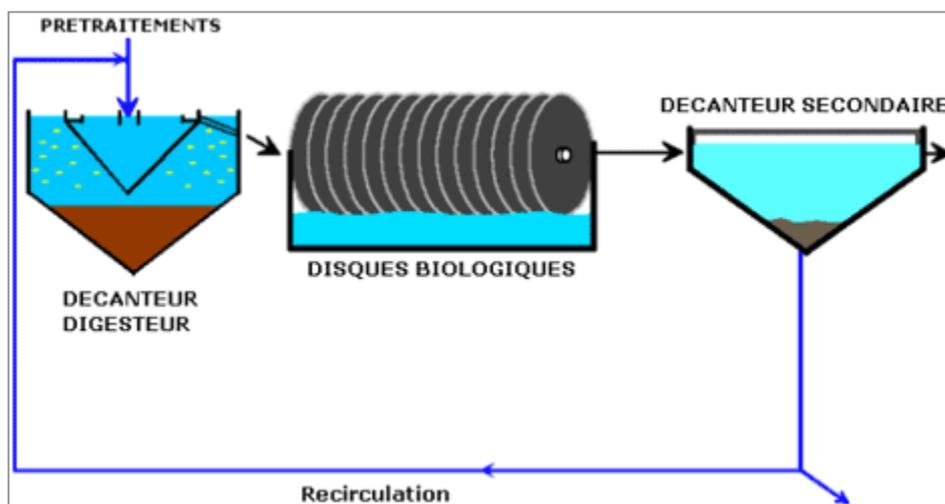


Figure III.7 : Schéma du traitement par disques biologiques



**Figure III.8 :** Les disques biologiques.

### ***III.4.3.2.1.2 Avantages et inconvénients de disque biologique***

#### **Avantages**

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

#### **Inconvénients :**

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

### ***III.4.3.2.1.3 boues activées***

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

## Chapitre III : Procèdes d'épuration des eaux usées

Un système d'aération permet à la fois d'apporter l'oxygène nécessaire à l'épuration et de brasser les eaux usées. Ce brassage est indispensable pour homogénéiser le mélange et éviter les dépôts. Les matières organiques contenues dans l'eau se transforment en carbone (sous la forme de dioxyde de carbone -  $\text{CO}_2$ ) sous l'action des bactéries. Les résidus ainsi formés, contenant ce stock de bactéries, sont appelés "boues".

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

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

Les traitements par boues activées éliminent de 85% à 95 % de la  $\text{DBO}_5$ , selon les installations.

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

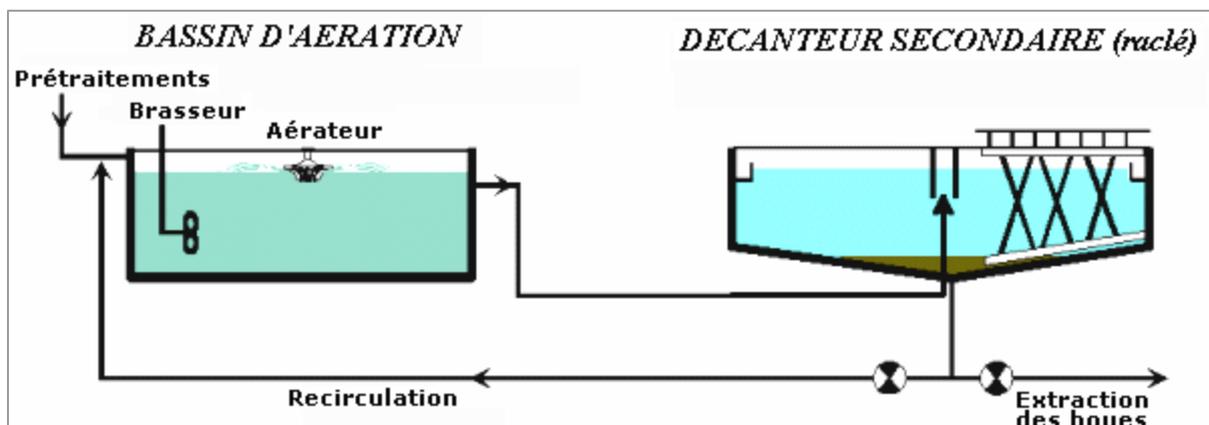


Figure III.9 : Schéma de l'épuration par boues activées.

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

#### Avantage

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

### **Inconvénients**

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

### **III.4.3.2.2 Les procédés extensifs**

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

#### **III.4.3.2.2.1 Le lagunage**

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

#### **A. Le lagunage naturel**

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

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

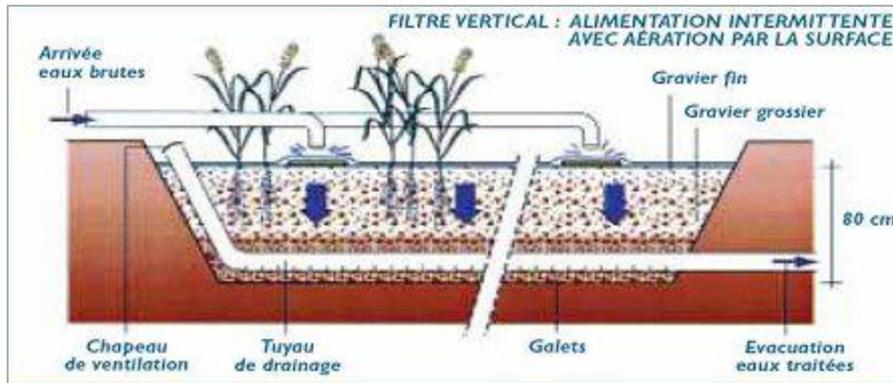
La profondeur de ces bassins est généralement comprise entre 1 m et 1,8 m. ceux-ci sont dimensionnés de façon à ce que le temps de séjour de l'eau soit de l'ordre de 40 jours (cas de climat méditerranéen).

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

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

## Chapitre III : Procèdes d'épuration des eaux usées

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



**Figure III.10 :** Coupe d'un bassin de lagunage.

### A.1 Avantages et inconvénients de lagunage naturel

#### Avantages

- Généralement pour des petites stations de taille inférieure à 2000 EH;
- Bien adapté au réseau unitaire (charge hydraulique - dilution);
- Faibles coûts d'exploitation;
- Bonne intégration dans l'environnement;
- Bonne élimination des pathogènes;
- Boues peu fermentescibles;
- Raccordement électrique inutile;
- Bonne élimination de l'azote (70 %) et du phosphore (60 %).

#### Inconvénients

- Emprise au sol importante;
- Contraintes de nature de sol et d'étanchéité;
- Variation saisonnière de la qualité de l'eau traitée;

## Chapitre III : Procèdes d'épuration des eaux usées

---

- Nuisances en cas de défaut de conception et/ou d'exploitation (rongeurs, odeurs, moustiques);
- Élimination de l'azote et du phosphore incomplète;
- Difficultés d'extraction des boues;
- Pas de réglage possible en exploitation;
- Sensibilité aux effluents septiques et concentrés.

### **B. Le lagunage aéré**

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

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



**Figure III.11** Système d'épuration par lagunes aérées.

### **B.1. Avantages et inconvénients de lagunage aéré**

#### **Avantages**

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

#### **Inconvénients**

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

### **III.4.3.2.2.1 L'épandage**

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

#### **III.4.3.2.2.1.1 Avantages et inconvénients de l'épandage**

##### **Avantages**

- Un procédé simple n'exigeant pas de grands moyens de mise en œuvre ou d'exploitation
- Permettant la fertilisation des sols pauvres par un apport de substances nutritives contenues dans l'effluent.
- Enrichissement du sol par les éléments nutritifs.

##### **Inconvénients**

- Ce procédé peut être dangereux dans la mesure où les eaux qui s'infiltrent à travers le sol peuvent contaminer les nappes.
- Présente un certain nombre de risques tel que L'intoxication à travers la chaîne alimentaire, la contamination des nappes et le risque de colmatage des sols.

### **III.4.4. Le traitement tertiaire**

La sensibilité de certains milieux récepteurs, les besoins de potabilité d'une eau, peuvent exiger des traitements épuratoires encore plus poussés.

Il s'agit notamment d'éliminer la pollution azotée et phosphorée responsable de nuisances particulières (eutrophisation, désoxygénation de l'eau,...).

#### **III.4.4.1. Déphosphatation**

L'élimination des phosphates a un grand intérêt lorsque le rejet s'effectue dans un lac ou un cours d'eau très lent.

Les phénomènes d'eutrophisation peuvent être en effet stimulés par le déversement avec l'eau résiduaire épurée de grandes quantités de phosphates assimilables.

Deux techniques d'emploi sont préconisées pour la déphosphatation :

## Chapitre III : Procèdes d'épuration des eaux usées

---

- La précipitation simultanée par introduction d'un sel de fer ou d'alumine dans les boues activées

- La précipitation séparée qui constitue un troisième stade d'épuration, avec floculation et décantation ou floculation

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

### **III.4.4.2. Dénitrification**

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

### **III.4.4.3. Désinfection**

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

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

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

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

## **III.5. Conclusion**

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

## Chapitre III : Procèdes d'épuration des eaux usées

---

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



# *Chapitre IV*

*Procédé d'épuration par boue activée*

### *IV.1.Introduction*

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

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

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

### *IV.2.Le principe de la boue activée*

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

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

### *IV.3.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.

## Chapitre IV : Procèdes d'épuration par boues activées

- **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.

### IV.4. Bases théorique du traitement par boues activées

En présence de nourriture abondante (N, P, oligo-éléments), les micro-organismes vont se développer rapidement et auront tendance à former des masses floconneuses plus ou moins compactes. Le floc bactérien, ainsi défini permettra l'oxydation des matières biodégradables. En fait le phénomène est plus complexe puisqu'une partie des matières organiques est assimilée et transformée en matière cellulaire, une autre portion est dégradée par oxydation dont l'énergie récupérer sert à la synthèse cellulaire.

#### IV.4.1. Evolution de la MO de la masse bactérien en fonction du temps d'aération

La culture bactérienne comprend un certain nombre de phases possèdent chacune une vitesse différente :

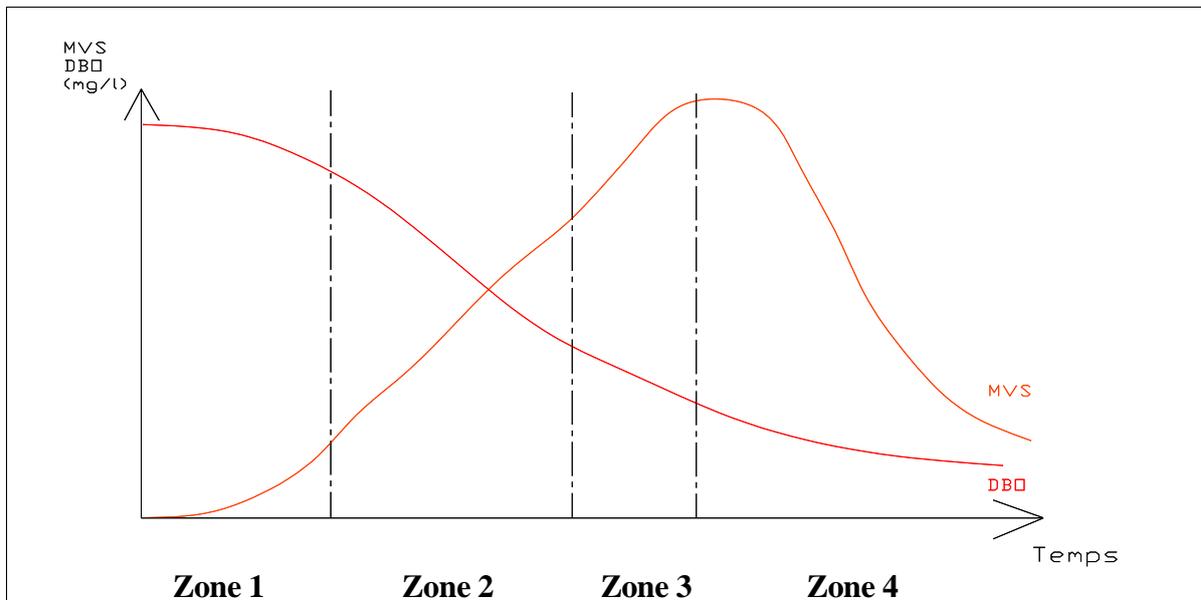


Figure VI.1 : Schéma simplifié de développement d'une culture bactérienne.

## Chapitre IV : Procèdes d'épuration par boues activées

---

### **Phase 1 : de latence**

Au cours de laquelle il peut y avoir acclimatation des micro-organismes au milieu nutritif, par modification du système enzymatique de culture.

### **Phase2 : de croissance exponentielle**

Le milieu riche en nourriture permet un développement rapide des bactéries.

La DBO diminue rapidement, la consommation d'oxygène est élevée par suite de l'activité intense de synthèse cellulaire et de métabolisme de la flore bactérienne. La masse des matières volatiles en suspension(M.V.S) augmente c'est la phase de synthèse cellulaire et de métabolisme de la flore bactérienne.

### **Phase3 : de croissance ralentie**

Les causes qui provoquent le ralentissement ou l'arrêt de la croissance sont dues à la diminution de la concentration en aliments, à une accumulation de déchets toxiques, ou à une modification physique du milieu.

### **Phase4 : endogène**

Dans laquelle le milieu est pauvre en matières organiques et se traduit par la mort de nombreux micro-organismes. C'est la phase endogène.

L'oxygène apporté est alors utilisé par les bactéries pour leur propre transformation en produits finaux.

### ***IV.4.2. Paramètres de traitement***

#### **A-Paramètres de charge :**

On définit les caractéristiques d'un réacteur par deux facteurs :

- la charge volumique ;
- la charge massique.

#### **➤ charge volumique :**

La charge volumique représente la quantité de pollution introduite par jour, rapportée au mètre cube du bassin d'aération. Cette donnée permet d'évacuer le volume du bassin d'aération et n'a toutefois aucune signification biologique.

Donc la charge volumique c'est le rapport de la pollution apporté par unité de volume de bassin :

$$C_v = \text{DBO5 (entré)} / \text{volume du bassin en kg/m}^3 \cdot \text{j}$$

## Chapitre IV : Procèdes d'épuration par boues activées

### ➤ charge massique :

La charge massique biologique représente approximativement le rapport entre la masse journalière en DBO<sub>5</sub> à traiter et la masse des bactéries épuratrices présente dans le bassin d'aération.

C'est une caractéristique très importante du fait qu'elle :

- agit sur la décantabilité des boues.
- Intervient dans la minéralisation des boues et le rendement d'épuration.

Donc la charge massique c'est le rapport de la pollution entrante par unité de masse de population bactérienne chargée de son élimination.

$$C_m = \text{DBO}_5 (\text{entré}) / \text{MVS dans l'aérateur en kg DBO}_5 / \text{kg MVS.j}$$

**Tableau. IV.1 : classement de modes de traitement en fonction de la charge massique et volumique.**

Appellation	Charge massique $C_m$ (Kg DBO <sub>5</sub> /Kg MES .j)	Charge volumique $C_v$ (Kg DBO <sub>5</sub> /m <sup>3</sup> .j)	Rendement R d'élimination de la DBO <sub>5</sub>
Faible charge	$C_m < 0,15$	$C_v < 0,40$	R ≥ 90% Nitrification possible
Moyenne charge	$0,15 \leq C_m < 0,4$	$0,5 < C_v < 1,5$	R = 80 à 90 % Nitrification possible aux températures élevées
Forte charge	$0,4 \leq C_m < 1,2$	$1,5 < C_v < 3$	R < 80%

### B-Age des boues :

L'âge des boues représente le temps de séjour des boues dans le bassin d'aération : celui-ci est plus important que le temps de séjour de l'eau à traiter du fait de la recirculation des boues décantées.

## Chapitre IV : Procèdes d'épuration par boues activées

---

Il correspond au rapport de la quantité de boues présentes, en kg. Dans le bassin d'aération sur la quantité de boues en excès à évacuer par jour, en kg.

$$\Theta = X_t / \Delta X$$

Avec :

$X_t$  : MVS dans l'aérateur.

$\Delta X$  : la masse de boues extraire quotidiennement.

### C-Indice de Mohmaan :

Cet indice appelé indice des boues traduit l'état d'hydratation des boues. Il permet de mettre en évidence, l'aptitude des boues à la décantation.

#### Remarque :

Les boues sont bien décantables pour  $80 < I_m < 150$

- Si  $I_m=80$  décantation est très bonne mais les boues sont difficilement pompables.
- si  $I_m=150$  la décantation est très lente.

$$I_M = V/M$$

Avec :

$V$  : volume de boue décantée en une demi-heure.  $M$  : poids des matières en suspension.

### D-Indice de Donaldson :

C'est l'inverse de l'indice de Mohlmaan.

Donc:

$$I_D * I_M = 100$$

### IV.4.3 .Procèdes de traitement

#### Procédé à faible charge :

Le procédé par aération prolongée est consacré au traitement des effluents à caractère

## Chapitre IV : Procèdes d'épuration par boues activées

domestique dominant des agglomérations assez importantes.

Ce procédé se caractérise par :

- L'admission des eaux sans décantation primaire.
- Les boues obtenues sont stables, non fermentescibles et pouvant être reçues sans nuisances sur lits de séchage ou la déshydratation mécanique.
- Des volumes d'aération et de décantation importants en raison des temps de séjour importants.
- Un taux d'épuration généralement supérieur à 90 %.

### Moyenne et forte charge :

Le procédé à moyenne et forte charge est consacré au traitement des effluents des collectivités de grandes importances. Les caractéristiques du procédé sont les suivantes:

- Le bassin d'aération est précédé d'un décanteur primaire;
- Réduction sensible des volumes de l'aération et de la décantation secondaire.
- Production de grandes quantités des boues fermentescibles d'où nécessité d'utiliser un digesteur anaérobie des boues, ou un bassin de stabilisation aérobie des boues.
- Les taux d'épuration proche de celui de l'aération prolongée: 85 % dans le cas de la moyenne charge et 80 % dans le cas de la forte charge.

**Tableau. IV.2 Avantages et inconvénients des différents procédés**

	<b>Avantages</b>	<b>Inconvénient</b>
<b>Forte charge</b>	<ul style="list-style-type: none"><li>- Un temps de contact relativement court entre l'eau à épurer et les boues activées ;</li><li>- Très bonne élimination de l'ensemble des paramètres de pollution.</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>- Coût d'investissement assez important ;</li><li>- Consommation énergétique importante ;</li><li>- La nitrification est incomplète ou difficile ;</li><li>- Le bassin d'aération est précédé d'un décanteur primaire.</li></ul>
<b>Moyenne charge</b>	<ul style="list-style-type: none"><li>- La consommation énergétique du poste d'aération est plus faible ;</li><li>- Prend un espace moyen dans le terrain<ul style="list-style-type: none"><li>- Pour toute taille de collectivité.</li></ul></li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>- Nécessité de personnel qualifié et d'une surveillance régulière ;</li><li>- Décantabilité des boues pas toujours aisées à maîtriser.</li></ul>

## Chapitre IV : Procèdes d'épuration par boues activées

<b>Faible charge</b>	<ul style="list-style-type: none"><li>- Assure une bonne élimination de DBO<sub>5</sub></li><li>- Résiste mieux aux fluctuations de charge polluante ;</li><li>- L'exploitation de telles stations est très simplifiée ;</li><li>- Prend un petit espace dans le terrain.</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>- Le temps de séjour dans le bassin ;<ul style="list-style-type: none"><li>- Investissement coûteux ;</li></ul></li><li>- Le bassin d'aération, plus largement dimensionné ;</li><li>- Les boues sont plus concentrées d'où la décantation dans le clarificateur est lente, il faut prévoir une surface très importante.</li></ul>
----------------------	---	--

### ***IV.5. les boues et leur traitement***

Les boues d'épuration (urbaines ou industrielles) sont les principaux déchets produits par une station d'épuration à partir des effluents liquides.

Ces sédiments résiduaire sont surtout constitués de bactéries mortes et de matière organique reminéralisée.

Une installation moyenne produit environ un excès de 40g de matière sèche par jour et par habitant. Ce traitement pour but de :

- Réduire leur volume ;
- Réduire leur pouvoir de fermentation lié à leur teneur en matière organique ;
- Éventuellement l'hygiénisme.

#### ***IV.5.1. Différents types de boues***

Le traitement des eaux en station d'épuration produit une eau épurée. Rejetée dans le milieu naturel et un concentrât désigné sous le terme de boue ou boues résiduaire.

##### **➤ Les boues physico-chimiques :**

Sont produites dans les stations physico-chimiques ou les flocculant minéraux ajoutés participent pour une part importante à la quantité de boues produites.

##### **➤ Les boues dites primaires :**

Résultent de la simple décantation des matières en suspension (MES) continues dans les eaux usées brutes. 70% de MES peuvent ainsi être retenues. Elles ne sont pas stabilisées.

##### **➤ Les boues secondaires :**

Sont formées à partir de la charge polluante dissoute utilisée par les cultures bactérienne libres ou fixées en présence d'oxygéné. Ces boues de traitement biologique sont essentiellement formées par les résidus de bactéries cultivées dans les ouvrages d'épuration.

## Chapitre IV : Procèdes d'épuration par boues activées

### ➤ Les boues de lagunage :

Les boues s'accumulant peu à peu au fond des bassins sont curées annuellement, ou tous les deux ans, dans la première zone d'accumulation des dépôts, et une fois tous les cinq ou dix ans pour les autres bassins.

**Tableau. IV.3: Classifications des boues.**

	<b>Classe A</b>	<b>Classe B</b>	<b>Classe C</b>	<b>Classe D</b>
<b>Définition</b>	boues primaires, physico-chimiques & forte charge	biologiques	Mixtes A+ B	Stabilisées en biologie digestion, stabilisation
<b>Paramètres Aptitude à la concentration</b>	excellent	moyen	bon à faible	moyen à faible
<b>Aptitude à la stabilisation</b>	excellent	bon à faible	moyen à bon	-
<b>Aptitude à ne pas fermenter</b>	moyen à faible	bon	faible	bon
<b>Traitabilité</b>	très bon	moyen à faible	bon	bon

### *IV.5.2. Traitement des boues*

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

Toutes les boues nécessitent une forme de traitement ou une autre avant d'être rejetées dans le milieu naturel: stabilisation, épaissement, déshydratation.

### **A-Stabilisation :**

#### ➤ **Stabilisation biologique :**

La stabilisation a pour but de détruire les matières organiques fermentescibles ou ralentir leur évolution biologique (éviter le dégagement de mauvaises odeurs lors du stockage). On distingue la stabilisation aérobie et la stabilisation anaérobie.

## Chapitre IV : Procèdes d'épuration par boues activées

---

### ➤ **Stabilisation physique :**

Les boues sont difficilement manipulables. Ce traitement vise à les rendre pilotables.

### ➤ **Digestion biologique :**

Cette technique permet la réduction du volume par minéralisation de la matière organique.

La digestion biologique a lieu en milieu aérobie ou anaérobie.

### ➤ **Digestion Aérobie :**

La digestion aérobie consiste en une auto-oxydation de la biomasse en la conduisant à une diminution de la masse de boue et à une stabilisation de la boue par réduction de la fraction biodégradable de celle-ci.

La digestion aérobie concerne donc uniquement la matière active de la boue mais pouvant être suivie par la perte en poids des matières totales en suspension ou des matières volatiles en suspension

### ➤ **Digestion Anaérobie :**

La fermentation méthanique a un pouvoir de destruction cellulaire parmi les plus puissants du monde biologique et permet l'élimination d'une quantité importante de matières organiques.

La digestion anaérobie comprend deux phases:

- La phase liquéfaction conduit essentiellement à la production d'acides volatils.
- La phase de gazéification, les bactéries méthaniques strictement anaérobies produisent du gaz méthane à partir des acides volatils ou d'alcools formés dans la première phase.

### **B-Epaississement :**

L'épaississement se fait par décantation prolongée dans une cuve, pour accélérer cette opération, il y a lieu d'ajouter de la chaux ou de flocculant.

### **C-Déshydratation :**

Plusieurs procédés existent

### ➤ **Filtration**

L'essorage des boues par filtration est le mode de déshydratation jusqu'ici le plus utilisé dans le traitement des boues provenant de l'épuration de l'eau. Cette filtration peut consister en un

## Chapitre IV : Procèdes d'épuration par boues activées

---

simple drainage sur lits de sable, ou en une filtration sous vide ou sous pression, faisant appel à des matériaux plus élaborés.

### ➤ **Filtres à bandes presseuses:**

Egouttage préliminaire sur une bande continue, ne permettant pas d'obtenir des siccités levées (20 à 30 %).

### ➤ **Filtre-presse:**

La boue est injectée sous pression à l'intérieur d'une série de plaques évidées et séparées les unes des autres par une toile filtrante soutenue sur un réseau de collecte d'eau.

Ces plaques sont appuyées par un vérin hydraulique permettant le débatissage du filtre, et donc l'élimination du gâteau.

Ce système n'est pas continu, mais permet d'obtenir des siccités élevées (40 à 50%).

### ➤ **Presses à vis Type TASSER :**

Constitués d'un vis de section conique ou à pas décroissant, tournant lentement dans une station revêtu d'un media filtrant. La boue est mise sous pression, éliminant ainsi l'eau interstitielle.

Le système en contenu, permet d'obtenir des siccités élevées, mais usure aux points de frottement.

### ➤ **Centrifugation :**

La boue floculée est introduite dans un bol cylindro-conique à axe horizontal entraîné à très grande vitesse de rotation (variable suivant le diamètre du bol) qui provoque, sous l'effet de la force centrifuge, la séparation des phases liquides et solides.

Les matières déposées sur la paroi interne du bol sont entraînées en continu par une vis racleuse hélicoïdale (tournant à une vitesse légèrement différente du bol) pour être évacuées à une extrémité du rotor, tandis que le centrifugat déborde par un déversoir à l'extrémité opposée.

Ce traitement des boues présente les inconvénients suivants:

- Siccité moyenne;
- Consommation importante d'énergie;
- Usure rapide.

## Chapitre IV : Procèdes d'épuration par boues activées

---

### ➤ **Incinération:**

L'incinération conduit non seulement à l'élimination totale de l'eau interstitielle mais également à la combustion des matières organiques des boues.

Le séchage thermique ou l'incinération ne sont généralement appliqués qu'à des boues ayant déjà subi une déshydratation mécanique (filtration ou centrifugation), car l'élimination de l'eau est beaucoup moins chère par des procédés mécaniques que par évaporation.

Les principaux types de fours:

- Four à soles étagées.
- Fours sécheurs rotatifs.
- Fours à lit fluidisé.
- Fours à pulvérisation (ou Flash).

### ➤ **Le séchage naturel :**

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

- Une première couche support de graviers ou 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 et même 60 % en cas d'ensoleillement optimal.

### *IV.5.3. voie d'élimination des boues*

#### **A. Mise en décharge:**

- Les boues doivent être stabilisées ; (siccité minimum: 30 % et / ou conditionnées à la chaux par exemple).
- Solution de plus en plus coûteuse (manque de place, aménagement de plus en plus strict des décharges) et mal adaptée.

#### **B. Valorisation agricole:**

Les étapes de cette démarche sont :

## Chapitre IV : Procèdes d'épuration par boues activées

---

Analyses et caractéristiques des boues à traiter, valeur agronomique, présence de toxiques et concentration (métaux lourds).

- Etudes de périmètres d'épandage, avec la prise en compte des zones sensibles telles que les zones de captage.
- Contact avec les agriculteurs.
- Etude pédologique des zones retenues.
- Suivi économique et suivi de la filière

### *IV.5.4. 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.

### ***IV.6.Conclusion***

Le procédé à boue activée est une technique biologique d'épuration des eaux. Il représente une alternative efficace et relativement écologique (sans utilisation de produits chimiques) aux techniques d'épuration les plus couramment utilisées.



# *Chapitre V*

*Dimensionnement des ouvrages de la  
station*

## ***V.1.Introduction***

Les systèmes d'épuration doivent être dimensionnés, conçus et exploités de telle manière qu'ils puissent traiter les flux des matières polluantes correspondant à leurs débits et à leurs charges de référence. Un dimensionnement adapté est celui qui permet d'atteindre les objectifs épuratoires des eaux usées pour leurs rejets dans le milieu naturel, ou leur réalisation dans le domaine agricole. Dans le présent chapitre nous sommes appelés à dimensionner les différents ouvrages constituant la station d'épuration pour les différents horizons de calcul de 2035 et 2045.

## ***V.2.Analyse des eaux et estimation de la pollution***

### ***V.2.1.Définition***

L'analyse des eaux usées est une phase très importante pour la conception d'une station d'épuration, elle caractérise les paramètres de pollution des eaux usées tel que : La DBO, DCO, MES, PH... etc., qui vont ensuite exprimer la charge polluante.

La mesure du flux polluant fait intervenir une suite de démarche nécessitant une méthode et un matériel approprié.

- Mesure du débit.
- Mesure de la température et le PH.
- Prélèvement des échantillons.
- Conservation des échantillons.
- Analyse des échantillons.

On peut avoir des analyses qui se font in-situ comme c'est le cas pour la température et le PH

### ***V.2.2.Paramètres des analyses***

Les paramètres analysés sont les suivants :

- Demande biologique en oxygène (DBO<sub>5</sub>)
- Demande chimique en oxygène (DCO)
- Matière en suspension (MES) à 105 C°
- Matière en suspension (MES) à 600 C°
- Ammonium NH<sub>4</sub>
- Phosphate PO<sub>4</sub>

## Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

➤ Température.

**Tableau V.1 : Résultats de l'analyse des eaux usées au niveau du rejet de la ville.**

Paramètres	Quantité	Unité
DBO <sub>5</sub>	167.25	mg/l
DCO	376.70	mg/l
MES à 105 C°	178.70	mg/l
MES à 600 C°	81.00	mg/l
PH	7.40	/
Azote Kjeldahl	30.50	mg/l
Phosphore	1.17	mg/l
Température	15.05	C°

(Source : ONA)

**Tableau V.2 : Norme de l'effluent urbain**

Paramètre	Unité	Valeurs
Ph	/	6,5-8,5
M.E.S	mg/l	150 à 500
DBO <sub>5</sub>	mg/l	100 à 400
Azote Kjeldahl	mg/l	30 à 40
phosphore	mg/l	7 à 20
Température	°C	< 30
DCO	mg/l	300 à 1000
Rapport DBO <sub>5</sub> /N/P	/	100/5/1

Source : les eaux usées urbaines (règlementation des rejets urbains)

### ***V.2.3. Interprétation des résultats***

#### ***V.2.3.1. Paramètres physico-chimiques***

D'après les résultats obtenus on peut interpréter comme suit :

- **PH :**

Notre PH observé se situe dans la gamme voisine des normes du rejet (6.5-8.5).

## Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

---

- **DCO/ DBO<sub>5</sub>** : D'après les valeurs du DBO<sub>5</sub> et la DCO et les valeurs du rapport K données par les résultats des analyses, on peut dire que l'effluent peut être épuré biologiquement ( $2 < K < 3$ ) /  $K = \text{DCO}/\text{DBO}_5$  qui dans notre cas = 2.25.
- **MES** : Les valeurs de MES obtenues sont largement éloignées de la norme qui est de 30 mg/l, on conclue nos résultats montrent que les eaux analysées sont très polluées en matière organique (biodégradables), et leur rejet direct peut porter atteinte à la capacité d'autoépuration du milieu récepteur (Oued Habra). La concentration des matières en suspensions (M.E.S) est égale à 178,7mg/l et selon les normes de l'effluent urbain cette valeur est dans les normes.
- **DCO** : La valeur de la DCO est égale à 376.7 mgO<sub>2</sub>/l et selon les normes de l'effluent urbain elle est comprise entre les deux valeurs acceptables.
- **DBO** : La valeur de DBO est égale à 167.25 mgO<sub>2</sub>/l et elle est dans les normes du l'effluent urbain.
- **DBO<sub>5</sub>/N/P** : est égal à (100/18.23/0,7), pour l'azote il est un peu loin de la limite qui est 5% donc on a un excès d'azote et pour le phosphore on a 0,7% et elle est loin de la valeur limite qui est de 1% donc on a un déficit de phosphore.
- **Température** : est égale à 15,05°C et elle est inférieure à 30°C, donc elle est comprise dans l'intervalle des normes de l'effluent urbain et elle va favoriser la croissance des micro-organismes

**Remarque** : Vu que la valeur de l'azote est supérieure à la valeur limite, cela peut nous donner une idée sur le procédé d'épuration adéquat (faible charge, moyen charge ...)

L'élimination de l'azote a besoin d'une quantité importante d'oxygène donc il faut prévoir la variante à faible charge vu que l'aération se fait presque en 18 heure.

### *V.3.Calculs de base pour le dimensionnement*

Pour pouvoir étudier un projet de réalisation d'une STEP ou proposer un procédé de traitement d'une eau usée, il faut au préalable disposer de certaines données de bases requises pour la conception et le dimensionnement d'une station d'épuration des eaux usées telles que :

- Le nombre d'équivalent habitant (EH).
- Débit total journalier (m<sup>3</sup>/j).

## Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

---

- Débit moyen horaire (m<sup>3</sup>/h).
- Débits de pointe (m<sup>3</sup>/h).
- Charge polluant (DBO<sub>5</sub> et MES)

### V.3.1. Estimation des débits

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

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

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

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

Le débit total vaut :

#### **Débit des eaux domestiques + débit des eaux des équipements**

En effet, Le volume d'eau journalier consommé par habitant est estimé sur la base de la dotation hydrique .Cette dotation est prise égale à 120 l/ hab /j pour 2035 et 160 l/hab/j pour 2045 selon DRE de Mohammadia.

Aussi les besoins en eau des équipements sont évalués en utilisant un taux de majoration de **11%** de la consommation en eau potable de la population.

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

Ce débit est donné par la formule suivante :

$$Q_c = \text{Nbr hab} * D \dots\dots\dots (V.1)$$

Avec :

- ✓ N : nombre d'habitant.
- ✓ D : dotation (120 l/ hab /j).

### **B- Calcul du débit des équipements**

Il est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{equip}} = Q_c * 0,11 \dots\dots\dots (V. 2)$$

## Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

Avec :

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

### C- Calcul du débit total en eau potable

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

$$Q_{\text{cons tot}} = Q_c + Q_{\text{equip}} \dots\dots\dots (V.3)$$

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

**Tableau V.3 : Consommation en eau pour les secteurs domestiques et équipements pour les deux horizons.**

Agglomération	Horizons	
	2035	2045
Population	75 477	92 006
Q consommé en eau potable (m <sup>3</sup> / j)	9057.24	14720.96
Q (besoins) d'équipement (m <sup>3</sup> / j)	996.29	1619.30
<b>Q<sub>cons total</sub> (m<sup>3</sup> / j)</b>	<b>10053.53</b>	<b>16340.26</b>

### V.3.2. Evaluation des rejets

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

- ✓ Le débit journalier :  $Q_{\text{moy j}}$
- ✓ Le débit moyen horaire :  $Q_{\text{moy h}}$
- ✓ Les débits de pointe de temps sec ( $Q_{\text{pts}}$ ) et de temps de pluie  $Q_{\text{ptp}}$ .

### Horizon 2035

#### a- Débit journalier

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

$$Q_{\text{moy j}} = Q_{\text{cons t}} * Cr_j \dots\dots\dots (V.4)$$

## Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

Avec :

✓  $Q_{\text{cons t}}$  : Débit totale en eau potable.

✓  $C_{\text{rj}}$  : coefficient de rejet = 0,8

$$\text{Donc : } Q_{\text{moy j}} = 10053.53 * 0,8 = \mathbf{8042.83 \text{ m}^3/\text{j}} \quad \Rightarrow \quad Q_{\text{moy, j}} = \mathbf{8042.83 \text{ m}^3/\text{j}}$$

### b- Débit moyen horaire

Il est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy h}} = Q_{\text{moy j}} / 24 \dots\dots\dots (V.5)$$

$$Q_{\text{moy, h}} = 8042.83 / 24 = \mathbf{335.11 \text{ m}^3/\text{h}} \quad \Rightarrow \quad Q_{\text{moy, h}} = \mathbf{335.11 \text{ m}^3/\text{h}}$$

### c- Débit de pointe

On distingue les débits suivants :

#### ➤ Débit de pointe en temps sec

On le calcule par la relation suivante :

$$Q_{\text{pts}} = K_{\text{p}} * Q_{\text{moy, j}} \dots\dots\dots (V.6)$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} K_{\text{p}} = 1,5 + 2,5 / \sqrt{Q_{\text{m}}} & \text{si } Q_{\text{moy, j}} \geq 2,8 \text{ l/s.} \\ K_{\text{p}} = 3 & \text{si } Q_{\text{moy, j}} < 2,8 \text{ l/s.} \end{cases}$$

Dans notre cas le  $Q_{\text{moy, j}} = \mathbf{93.0883 \text{ l/s}}$  d'où le calcul du débit de pointe sera :

$$K_{\text{p}} = 1,5 + 2,5 / \sqrt{93.0883} = 1,76$$

$$\Rightarrow Q_{\text{pts}} = 1,76 * 93.0883 = \mathbf{163.75 \text{ L/s}}$$

Dans nos calculs on prend le débit en temps sec égale :  $Q_{\text{pts}} = \mathbf{0,163 \text{ m}^3/\text{s}}$

#### ➤ Débit de pointe en temps de pluie (débit de la station)

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

$$Q_{\text{ptp}} = (2 \div 5) Q_{\text{pts}}$$

Nous prenons  $Q_{\text{ptp}} = 2 * Q_{\text{pts}}$

$$\text{Donc } Q_{\text{ptp}} = 0,163 * 2 = \mathbf{0.327 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Il conviendrait de préciser que le réseau d'assainissement de notre zone d'étude est unitaire. Les ouvrages d'épuration seront donc dimensionnés sur la base d'un débit maximum ( $Q_{\text{ptp}}$ ) estimé à :

$$Q_{\text{ptp}} = \mathbf{1177.2 \text{ m}^3/\text{h}}$$

### Remarque :

On a choisi la dilution de 2, parce que la pluviométrie de notre zone est faible. Ce débit sera limité grâce à une station de relevage qui y sera prévue.

### V.3.3. Evaluation des charges polluante

Les ouvrages de traitement des eaux usées notamment le bassin d'aération est fonction des charges polluantes présentées dans les eaux usées d'où l'importance de bien évaluer ces charges. En effet, la quantité de pollution exprimée en DBO<sub>5</sub> et en matière en suspension (MES) rejetée par un équivalent-habitant et par jour varie en fonction du réseau d'assainissement adopté. Pour pouvoir calculer les charges polluantes à traiter au niveau de la future station d'épuration de la ville de Mohammadia, sachant que le réseau est unitaire, nous avons adopté les valeurs suivantes :

- 1 - Demande Biochimique en Oxygène en 5 jours (DBO<sub>5</sub>) : 50 à 60 g/EH/j ;
- 2 - Matières En Suspension (MES) : 70 g/EH/j ;

#### a- La charge moyenne journalière en DBO<sub>5</sub>

$$L_0 \text{ (kg/j)} = \text{DBO}_5 * N_{EH} = 54 * 76000.10^{-3} = \mathbf{4104 \text{ kg/j}} \Rightarrow \mathbf{L_0 = 4104 \text{ kg/j}}$$

$$C_{\text{DBO}_5} = L_0 / Q \text{ (m}^3 / \text{j)}$$

$$C_{\text{DBO}_5} = 4104 / 8042.83 = 0.497 \text{ g/l} \Rightarrow \mathbf{C_{\text{DBO}_5} = 497 \text{ mg/l}}$$

- ✓  $L_0$  : charge moyenne journalière en DBO<sub>5</sub>.
- ✓  $C_{\text{DBO}_5}$  : la concentration en DBO<sub>5</sub> moyenne.
- ✓  $Q_j$  : débit moyen journalier en m<sup>3</sup>/j.

Cette valeur obtenue est conforme à la norme de rejet exprimée en DBO<sub>5</sub> des eaux résiduaires et qui est comprise entre 300 et 500 mg / l. (GAÏD, 1984).

#### b- La charge en MES

$$N_0 = \text{MES} * N_{EH} = 70 * 76000.10^{-3} = \mathbf{5320 \text{ kg/j}} \Rightarrow \mathbf{N_0 = 5320 \text{ kg /j}}$$

$$C_{\text{DBO}_5} = N_0 / Q \text{ (m}^3 / \text{j)}$$

$$C_{\text{DBO}_5} = 5320 / 8042.83 = 0.661 \text{ g/l} \Rightarrow \mathbf{C_{\text{DBO}_5} = 661 \text{ mg/l}}$$

## Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

- ✓ No : charge moyenne journalière en MES.
- ✓ CMES : la concentration moyenne en MES.

### Remarque

On utilise la même méthode de calcul pour l'horizon 2045 et les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.4: les bases de dimensionnement des ouvrages d'épuration de la station pour les deux horizons.**

Désignation des données de base du projet	2035	2045
Equivalent habitant (EH)	76000	96000
Dotation	120	160
Consommation en eau potable totale (m <sup>3</sup> /j)	10053.53	16340.26
Coefficient de rejet	80%	80%
Débit moyen en eaux usées (m <sup>3</sup> /j)	8042.83	13072.20
Débit moyen horaire de rejet (m <sup>3</sup> /h)	335.11	544.67
Coefficient de pointe par temps sec	1.76	1.7
Débit de pointe par temps sec (m <sup>3</sup> /h)	586.8	927.70
Coefficient de pointe par temps de pluie (Cpl)	2	2
Débit de pointe en temps de pluie (débit de la station) (m <sup>3</sup> /h)	1173.6	1855.41
<b><u>Charges polluantes (DBO5, MES)</u></b>		
Charge journalière en (DBO5) (kg/j)	4104	5184
Concentration de l'effluent en (DBO5) (mg/l)	497	397
Charge journalière en (MES) (kg/j)	5320	6720
Concentration de l'effluent en (MES) (mg/l)	661	514

**Remarque :** les résultats des analyses montrent l'existence d'une pollution biologique et l'absence des éléments toxiques, vu la nature domestique des rejets.

### V.4. Dimensionnement des ouvrages de la Station d'épuration

#### V.4.1. Prétraitements

Les traitements mécaniques permettent de retirer de l'effluent brut les

## Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

déchets volumineux, sables et graisses de façon à protéger les ouvrages en aval et faciliter le traitement biologique.

### V.4.1.1. Dégrillage

Cette opération constitue une phase préliminaire à tout traitement, car elle permet de protéger la station contre l'arrivée intempestive de gros objets susceptibles d'endommager les différents ouvrages de la station.

L'efficacité de cette opération est fonction de l'écartement entre les barreaux de la grille. On distingue :

- Dégrillage grossier qui arrête les objets volumineux (appelé aussi pré dégrillage), l'écartement entre les barreaux est supérieur à 40mm.
- Dégrillage moyen retient les débris de moyennes dimensions.
- On opte dans notre étude pour une grille courbe car ce type de grille est utilisé dans les petites et moyennes installations, pour des eaux pas trop chargées et pour des faibles débits, avec une profondeur de canal variant entre 0.15 et 1.8m

Pour le calcul de la grille, on utilise la méthode de KIRSCHMER.

La largeur de la grille est donnée par l'expression :

$$L = \frac{S \cdot \sin \alpha}{h_{\max}(1 - \beta)\delta} \text{ (m)} \quad \dots\dots\dots \text{ (V.7)}$$

- $L$  : Largeur de la grille (m).
- $\alpha$  : Angle d'inclinaison de la grille avec l'horizontal = 60°
- $h_{\max}$  : Hauteur maximum admissible sur une grille (m).  $h_{\max} = (0,15 - 1,8)$
- $\beta$  : Fraction de surface occupée par les barreaux. **(DEGREMONT, 2005)**

$$\beta = \frac{d}{d + e} \quad \dots\dots\dots \text{ (V.8)}$$

- ✓  $d$  : épaisseur des barreaux (cm).
- ✓  $e$  : espacement entre les barreaux (cm).

## Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

**Tableau V.5: Espacement et épaisseur des barreaux. (DEGREMONT, 2005)**

Paramètres	Grilles grossières	Grilles fines
d (cm)	2,00	1 à 2
e (cm)	5à10	0.3 à 1

✓  $\delta$  Coefficient de colmatage de la grille.

- La grille manuelle :  $\delta = 0.25$

- La grille mécanique :  $\delta = 0.5$

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

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

✓  $Q_{ptp}$  : Débit de pointe (débit de la station) ( $m^3/s$ ).

✓ V : vitesse de passage à travers la grille ( $m/s$ ).

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

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

L'expression de la largeur devient alors :

$$L = \frac{Q_{ptp} \times \sin \alpha}{V \times h \max(1 - \beta) \delta} (m) .$$

### Horizon 2035

#### a-Pour le dégrillage grossier

✓  $\alpha = 60^\circ$

✓  $Q_{ptp} = 1173.6 \text{ m}^3/\text{h} = 0,326 \text{ m}^3/\text{s}$

✓  $V = 0.9 \text{ m/s}$

## Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

---

- ✓  $h_{\max} = 0,6 \text{ m}$
- ✓  $d = 2 \text{ cm}$
- ✓  $e = 8 \text{ cm}$
- ✓  $\beta = 0,2$
- ✓  $\delta = 0,5$  grille mécanique

\* La Surface de passage de l'effluent :

$$S = \frac{Q_{\text{opt}}}{V}$$

Alors:

$$S = 0,326 / 0,9 = 0,362 \text{ m}^2 \qquad \qquad \qquad \mathbf{S = 0,362 \text{ m}^2}$$

\* La largeur :

$$L = \frac{Q_{\text{opt}} \times \sin \alpha}{V \times h_{\max}(1 - \beta)\delta} \text{ (m)} .$$

Alors :

$$L = \frac{0,326 * \sin 60^\circ}{0,9 \cdot 0,6 \cdot (1 - 0,2) \cdot 0,5} = 1,3 \text{ m}$$

La largeur commerciale est = 1.3 m

### **b- Pour le dégrillage fin**

- $d = 1 \text{ cm}$
- $e = 0,8 \text{ cm}$
- $\beta = 0,44$

En utilisant la même formule, on obtient :

$$L = \frac{0,326 \sin 60^\circ}{0,9 \cdot 0,6 \cdot (1 - 0,44) \cdot 0,5} = 1,869 \text{ m}$$

La largeur commerciale est = 1,9 m

## Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

### c- Calcul des pertes de charge

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

$$\Delta H = \beta' \left(\frac{d}{e}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{V^2}{2g} \sin\alpha \dots\dots\dots (V.9)$$

Avec:

- ✓  $\Delta H$ : perte de charge (m).
- ✓  $\beta'$  : 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<sup>2</sup>).
- ✓  $\alpha$ : angle d'inclinaison de la grille ( $\alpha=70^\circ$ ).
- ✓  $V$  : Vitesse dans la grille.

Les valeurs de  $\beta'$  sont représentées dans le tableau suivant:

**Tableau V.6: Les valeurs de  $\beta'$  en fonction de la forme des barreaux. (GAÏD, 1984)**

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

➤ **Grille grossière**

$$\Delta H = 1,79 \times (2/8)^{1,33} \times (0,9)^2 / 19,62 \times 0,86 = 0,01\text{m}$$

**$\Delta H=0,01\text{m}$**

➤ **Grille fine**

$$\Delta H = 1,79 \times (0,8/1)^{1,33} \times (0,9)^2 / 19,62 \times 0,86 = 0,047\text{m}$$

**$\Delta H=0,047\text{m}$**

## Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

### d- Evaluation des refus des grilles

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

Soit :

$$\frac{12}{e} \leq V \leq \frac{15}{e} \dots\dots\dots (V.10)$$

e: espacement entre les barreaux en cm.

#### ➤ Grille grossière

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

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

#### ➤ Grille fine

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

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

Les caractéristiques de dégrilleur à l'horizon 2035 et 2045 sont représentées sur le tableau suivant car on a utilisé les mêmes méthodes de calcul.

**Tableau V.7 : Les résultats de dimensionnement de dégrilleur pour les deux horizons.**

Ouvrage : dégrilleur	Unité	Horizon 2035	Horizon 2045
Débit de la station.	m <sup>3</sup> /s	0.326	0.515
<b><u>Grille grossière</u></b>			
Epaisseur des barreaux d	Cm	2	2
Espacement des barreaux e	Cm	8	8
$\beta$	/	0.2	0.2
Perte de charge	M	0.01	0.01
Largeur du dégrilleur	M	1.3	2.1
Volume max	l/EH/j	1.875	1.875
Volume min	l/EH/j	1.5	1.5
h max	M	0.6	0.6
<b><u>Grille fine</u></b>			
Epaisseur des barreaux d	Cm	0.8	0.8
Espacement des barreaux e	Cm	1	1
$\beta$	/	0.44	0.44

## Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

Perte de charge	M	0.047	0.047
Largeur du dégrilleur	M	1.9	3
Volume max	l/EH/j	15	15
Volume min	l/EH/j	12	12
h max	M	0.6	0.6

### V.4.1.2. Dessablage - Déshuilage

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

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

Il est composé de deux zones :

- ✓ L'une aéré pour le dessablage : les sables et les matières lourdes sont récupérées au fond de l'ouvrage.
- ✓ Les huiles et les graisses sont récupérées en surface. (dans une zone de tranquillisation et sont déversées dans un puisard à graisse pour être acheminées par camion vers une décharge).

### A-Dimensionnement du bassin de déssablage –déshuilage

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

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

$$\frac{L}{H} < \frac{V_e}{V_s} \dots\dots\dots (V.11)$$

Où :

- ✓  $V_e$  : la vitesse horizontale (vitesse d'écoulement  $V_e$  :  $0.2 < V_e < 0.5$  (m/s)
- ✓  $V_s$  : vitesse de sédimentation. (vitesse  $V_s$  :  $40 < V_s < 70$  (m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/h)
- ✓ L : Longueur de bassin.
- ✓ H : Profondeur de bassin.
- ✓  $L/H = (3-15)$ .
- ✓ Le temps de séjour et compris entre 3 à 10 minute au débit de pointe.

## Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

✓  $H = (1 - 2.5) \text{ m}$  (DEGREMONT, 2005)

On opte pour un déssableur-déshuileur de forme rectangulaire.

### Horizon 2035

On prend:

- ✓  $Q_{\text{ptp}} = 0.326 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- ✓  $V_e = 0.4 \text{ m/s}$ .
- ✓  $V_s = 50 \text{ (m}^3/\text{m}^2/\text{h)} = 0.014 \text{ m/s}$ .
- ✓  $H = 2.5 \text{ m}$
- ✓  $T_s = 10 \text{ min}$

#### a- Le volume

$$V = Q_{\text{ptp}} * t_s = 0,326 * 10 * 60 = 195.6 \text{ m}^3 \dots\dots\dots (V.12) \quad \mathbf{V = 195.6 \text{ m}^3}$$

Avec :

- ✓  $Q_{\text{ptp}}$  : le débit de pointe en temps de pluie.

#### b- Calcul de la hauteur (H)

$$\mathbf{H(m) = V_{\text{asc}} \times t_s}$$

H : hauteur du dessableur-déshuileur

$V_{\text{asc}}$  : vitesse ascensionnelle, compris entre 10 et 20 m/h, (=15m/h)

$$H = \frac{15}{60} * 10 = 2.5 \dots\dots\dots (V.13)$$

$$\mathbf{H=2.5m}$$

#### c- La surface horizontale

On a :  $H=2.5\text{m}$ .

La surface horizontale  $S_h$  sera :

$$S_h = \frac{V}{H} = \frac{195.6}{2.5} = 78.24 \text{ m}^2 \dots\dots\dots (V.14)$$

$$\mathbf{S_h=78.24 \text{ m}^2}$$

## Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

---

### d- La largeur

On sait que notre bassin est de forme rectangulaire de surface :  $L/l=2 \Rightarrow L=2*l$

$$Sh=L * l = 2*l^2 \Rightarrow l=(Sh/2)^{1/2} = (78.24/2)^{1/2} = 6.25 \text{ m} \dots\dots\dots (V.15) \quad \mathbf{l = 6.25 \text{ m}}$$

### e- La longueur

$$L/l=2 \Rightarrow L=2*l \dots\dots\dots (V.16)$$

$$L=2*6.25 = 12.5 \text{ m.} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{L = 12.5 \text{ m}}$$

### Remarque

La hauteur de revanche du bassin doit être  $h=80 \text{ cm}$ . On prend  $\mathbf{h = 80 \text{ cm}}$

### f- Le volume d'air à insuffler dans le déssableur

La quantité d'air à insuffler varie de 1 à  $1,5 \text{ m}^3 \text{ d'air/m}^3 \text{ d'eau}$ . (GAÏD, 1984)

$$q_{air} = Q_{ptp} . V \dots\dots\dots (V.12)$$

On prend  $V=1.5 \text{ m}^3 \text{ d'air/m}^3 \text{ d'eau}$

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

$$q_{air} = 1173.6 * 1.5 = 1760 \text{ m}^3 \text{ d'air / h} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{Q_{air} = 1760 \text{ m}^3 \text{ d'air/h}}$$

#### ➤ Estimation du volume de sable extrait

$$v_s (\text{L/EH.an}) = 5 \text{ à } 12$$

$$v_s \text{ min} = (5 \times 76000) / 365 \quad v_s \text{ min} = 1041.1 \text{ L/j}$$

$$v_s \text{ max} = (12 \times 76000) / 365 \quad v_s \text{ max} = 2498.63 \text{ L/j}$$

#### ➤ Estimation de la quantité de graisses

La quantité de graisse par habitant et par an exprimée en L/j à la sortie de déssableur-déshuileur a une concentration de  $50 \text{ g/l}$ , soit un volume annuel de  $15 \text{ L/hab.an}$ .

$$v_g = (15 \times 76000) / 365$$

$$\mathbf{Vg = 3123.28 \text{ L/j}}$$

## Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

### g- Calcul des quantités des matières éliminées par le déssableur

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

$$\text{MES} = 70\% \text{ MVS} + 30\% \text{ MM} \dots\dots\dots (V.17)$$

➤ La charge en MES à l'entrée de déssableur est : **MES = 5320 Kg/j**

➤ Les matières volatiles en suspension MVS contenues dans les MES sont :  
 $\text{MVS} = 5320 \times 0.7 = 3724 \text{ Kg/j}$  **MVS = 3724 Kg/j**

➤ Les matières minérales contenues dans les MES sont :  
 $\text{MM} = 5320 \times 0.3 = 1596 \text{ Kg/j}$  **MM = 1596 Kg/j**

➤ Les matières minérales éliminées  
Un déssableur permet d'éliminer 70% des matières minérales totales  
 $\text{MMe} = 1596 \times 0,7 = 1117.2 \text{ Kg/j}$  **MMe = 1117.2 Kg/j**

➤ Les matières minérales à la sortie de déssableur  
 $\text{MMs} = \text{MMt} - \text{MMe}$   
 $\text{MMs} = 1596 - 1117.2 = 478.8 \text{ kg/j}$  **MMs = 478.8 kg/j**

➤ Les MES à la sortie de déssableur :  
 $\text{MESs} = \text{MVS} + \text{MMs}$   
 $\text{MESs} = 3724 + 478.8 = 4202.8 \text{ kg/j}$  **MESs = 4202.8 kg/j**

### Horizon 2045 (extension)

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

$$Q_{\text{ptp}} = Q_{\text{ptp}(2045)} - Q_{\text{ptp}(2035)}$$

$$\text{Donc: } Q_{\text{ptp}} = 0,515 - 0,326 = \mathbf{0,189 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Avec :

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

✓ MES à l'entrée =  $6720 - 5320 = 1400 \text{ kg/j}$ .

## Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

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

Ts: 10 minutes

$L/l = 2$ . On prend  $L = 2 \times l$  .  $H = (1 - 2.5)$  m.

On prend  $H = 2.5$  m

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

**Tableau V.8: Dimensionnement du dessableur-déshuileur.**

Désignation	Unités	Horizons	
		2035	2045 (extension)
Surface horizontale (Sh)	m <sup>2</sup>	78.24	45.36
Volume (V)	m <sup>3</sup>	195.6	113.4
Hauteur (H)	M	2.5	2.5
Largeur	M	6.25	4,76
Longueur	M	12.5	9.52
Temps de séjour par temps sec	Min	10	10
Quantité d'air à injecter (q <sub>air</sub> )	m <sup>3</sup> d'air/h	1760	1020,6
Matières minérales en suspension totales (MM)	Kg/j	1596	420
Matières minérales en suspension éliminées	Kg/j	1117.2	294
Matières minérales en suspension restantes	Kg/j	478.8	126
Matières volatiles en suspension totales	Kg/j	3724	980
Matières en suspension restantes	Kg/j	4202.8	1106

### ***V.4.2. Le traitement primaire (décantation primaire)***

La décantation primaire permet une séparation de deux phases liquide solide, par simple gravité.

En effet, une décantation primaire est mise en œuvre pour alléger la charge à l'entrée du bassin d'aération ; elle permet donc l'élimination de 50% à 60% de la charge initiale en matière en suspension (MES) et 20% à 30 % de la charge organique entrante exprimée en DBO<sub>5</sub>. (**Office international de l'eau, 2005**)

Le décanteur primaire permet donc de limiter la variation de charge et la perturbation des MES dans l'aérateur .Cependant, il produit des boues instables (boues primaires) qui peuvent être une source non négligeable de nuisances olfactives (mauvaise odeurs).

## Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

Dans notre étude, on opte pour un décanteur circulaire car ce type présente quelques avantages par rapport au décanteur rectangulaire ; leur construction est relativement économique en raison de la faible épaisseur des parois circulaires de béton armé et de la faible densité d'armatures. Aussi, les parties mobiles immergées ne sont pas sujettes à l'abrasion.

### V.4.2.1. Dimensionnement de décanteur primaire

Les principaux paramètres de calcul du décanteur sont :

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

$$V_{lim} = Q_{ptp} / S \dots\dots\dots (V.18)$$

- Q : débit de la station.

- S : surface totale

- ✓ Le temps de séjours est compris entre 1 et 2 heures. (DEGREMONT, 2005)

- ✓ La hauteur d'eau dans l'ouvrage : la hauteur minimum est de 2m

### Horizon 2035

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

**Tableau V.9: Les valeurs de la vitesse limite en fonction de  $Q_{moy h}$  (GAÏD, 1984)**

<b>K= <math>Q_{pts}/Q_{moy h}</math></b>	2.5	3	5	8	10
<b><math>V_{lim}</math> (m/h)</b>	2	2.5	3.75	5	6

$$K = Q_{pts} / Q_{moy h} = 586.8/335.11 \dots\dots\dots (V.19)$$

Donc d'après ce tableau on tire la Vitesse  $V_{lim}=2m/h$

Avec : ✓  $Q_{pts}$ : débit de pointe au temps sec.

✓  $Q_m$  : débit moyen horaire.

#### a- La surface horizontale du décanteur

$$Sh = Q_{ptp} / V_{lim} = 1173.6 / 2 = 586.8 \text{ m} \dots\dots\dots (V.20) \qquad \qquad \qquad \mathbf{Sh = 586.8 \text{ m}^2}$$

### b- Volume du décanteur

On prend  $t_s = 1,5h$

$$V = Q_p \cdot T_s = 1173.6 \cdot 1,5 = 1760.4 \text{ m}^3 \dots\dots\dots (V.21) \qquad \qquad \qquad \mathbf{V = 1760.4 \text{ m}^3}$$

### c- La hauteur du décanteur

$$H = V / S_h = 1760,4 / 586.8 = 3m \dots\dots\dots (V.22) \qquad \qquad \qquad \mathbf{H = 3 m}$$

### Remarque

Il faut prévoir une hauteur de revanche contre le débordement ; donc on prend  $\mathbf{H=0.80m}$

### d- Le diamètre du décanteur

$$D = \sqrt{\frac{4V}{\pi H}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 1760.4}{3.14 \cdot 3}} = 27.33 \text{ m} \dots\dots\dots (V.23)$$

$$\mathbf{D = 28m}$$

Avec :

- ✓ D : diamètre du décanteur (m) ;
- ✓ V : volume du décanteur ( $\text{m}^3$ ) ;
- ✓ h : hauteur du décanteur.

### e- Détermination du temps du séjour

Pour le débit de pointe par temps de pluie.

$$T_s = V / Q_{ptp} = 1760,4/1173.6 = \mathbf{1,5 h} \dots\dots\dots (V.24)$$

Pour le débit de pointe par temps sec.

$$T_s = V / Q_{pts} = 1760,4/586.8 = \mathbf{3 h} \dots\dots\dots (V.25)$$

### f- Calcul de la quantité de boues éliminées

Sachant que le décanteur primaire permet l'élimination de 30% de DBO5 et 60% de MES et connaissant les charges de pollution à l'entrée du décanteur : (**GAÏD, 1984**)

- DBO5 = 4104 Kg/j.
- MES' = 4202.8 Kg/j.

➤ Les charges éliminées par la décantation primaire sont donc :

- $DBO_{5e} = 0,3 \cdot DBO_5 = 0,3 \cdot 4104 = \mathbf{1231.2 \text{ Kg/j}}$

## Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

- $MES_e = 0,6 \cdot MES' = 0,6 \cdot 4202,8 = 2521,68 \text{ Kg/j}$

➤ **Les charges à la sortie du décanteur primaire :**

- $MES_s = MES - MES_e = 4202,8 - 2521,68 = 1681,12 \text{ Kg/j}$

- $DBO5_s = DBO5 - DBO5_e = 4104 - 1231,2 = 2872,8 \text{ Kg/j}$

### Pour l'horizon 2045

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

$$Q_{ptp} = Q_{ptp(2035)} - Q_{ptp(2020)}$$

Donc :  $Q_{ptp} = 0,515 - 0,326 = 0,189 \text{ m}^3/\text{s}$

Avec :

✓  $Q_{ptp}$  : débit en temps de pluie (débit de la station). Et la même chose pour les charges à l'entrée tel que :

$$DBO5 = DBO5_{(2045)} - DBO5_{(2035)} = 5184 - 4104 = 1080 \text{ Kg/j}$$

$$MES = MES_{(2045)} - MES_{(2035)} = 6720 - 5320 = 1400 \text{ Kg/j}$$

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

**Tableau V.10: Dimensions du décanteur primaire pour les deux horizons.**

Désignation	Unité	2035	2045
Débit	$\text{m}^3/\text{s}$	0.326	0.189
Surface horizontale	$\text{m}^2$	586.8	340.2
Volume	$\text{m}^3$	1760.4	1020.6
Hauteur d'eau + hauteur de revanche	M	3.80	3.80
Diamètre	M	28	21
MES entrées	Kg /j	4202.8	1106
DBO <sub>5</sub> entrée	Kg /j	4104	1080
MES éliminée	Kg /j	2521.68	663.6
DBO <sub>5</sub> éliminée	Kg /j	1231.2	324
MES sorties	Kg /j	1681.12	442.4

## Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

DBO <sub>5</sub> sortie	Kg /j	2872.8	756
-------------------------	-------	--------	-----

### V.4.3. Traitement biologique

Le traitement biologique est réalisé dans les ouvrages suivant:

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

#### V.4.3.1. Etude de la variante à Faible charge

##### V.4.3.1.1. Bassin d'aération

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

- Charge massique :

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

On prendra :  $C_m = 0,19 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS j}$

- Charge volumique :

$$0,35 < C_v < 0,6 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3\text{j}$$

On prendra :  $C_v = 0,5 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3\text{j}$

### Horizon 2035 :

#### Donnée de base :

- ✓ Débit moyen journalier  $Q_{\text{moy j}} = 8042.83 \text{ m}^3/\text{j}$
- ✓ Débit moyen horaire  $Q_{\text{moy h}} = 335.1 \text{ m}^3/\text{h}$
- ✓ Débit de pointe par temps sec  $Q_p = 586.8 \text{ m}^3/\text{h}$
- ✓ Charge polluante à l'entrée du bassin  $L_o = 4104 \text{ Kg/j}$
- ✓ La charge polluante à la sortie  $L_f$ , tel que : ( $S_f = 30\text{mg/l}$ )

$$L_f = S_f \cdot Q_{\text{moy j}} = 0,03 \cdot 8042.83 = 241.29 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

- La charge polluante éliminée :

$$L_e = L_o - L_f = 4104 - 241.29 = 3862.71 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

- Le rendement épuratoire :

## Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

$$\eta_{ep} = (L_o - L_f)/L_o * 100 \dots\dots\dots (V.26)$$

$$\eta_{ep} = (3862.71 / 4104) * 100 = 94,1\%$$

$$\eta_{ep} = \mathbf{94,1\%}$$

### a) Dimensionnement du bassin d'aération :

#### Volume du bassin :

$$V = L_o/C_v = 4104 / 0.5 = 8208 \text{ m}^3 \dots\dots\dots (V.27)$$

$$\mathbf{V = 8208 \text{ m}^3}$$

#### La hauteur du bassin :

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

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

#### Surface horizontale du bassin $S_h$ ( $\text{m}^2$ ) :

$$S_h = \frac{V}{H} = \frac{8208}{4} = 2052 \text{ m}^2 \dots\dots\dots (V.28)$$

$$\mathbf{S_h = 2052 \text{ m}^2}$$

#### La largeur du bassin :

Le bassin d'aération est de forme carrée donc  $L=B=(S_h)^{0,5} \dots\dots\dots (V.29)$

$$L=(2052)^{0,5} = 45.30 \text{ m}$$

$$\mathbf{L = 45.30 \text{ m}}$$

#### La masse de boues dans le bassin : $X_a$

$$X_a = \frac{L O}{C_m} = \frac{4104}{0.19} = 21600 \text{ Kg} \dots\dots\dots (V.30)$$

$$\mathbf{X_a = 21600 \text{ Kg}}$$

#### Concentration de boues dans le bassin : $[X_a]$ ( $\text{kg/m}^3$ )

$$[X_a] = \frac{X_a}{V} = \frac{21600}{8208} = 2.6 \text{ kg/m}^3 \dots\dots\dots (V.31)$$

$$\mathbf{[X_a] = 2.6 \text{ kg/m}^3}$$

## Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

### Calcul du temps de séjour :

Pour le débit moyen horaire :

$$T_s = \frac{V}{Q_{\text{moy.h}}} = \frac{8208}{335.1} = 24.5 \text{ heures} \dots\dots\dots (V.32)$$

$$T_s (Q \text{ moy h}) = 24.5 \text{ H}$$

Pour le débit de pointe par temps sec :

$$T_s = \frac{V}{Q_p} = \frac{8208}{586.8} = 14 \text{ heures} \dots\dots\dots (V.33)$$

$$T_s (Q p) = 14 \text{ H}$$

### b) Besoin en oxygène :

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

$$q_{o_2} = a' L_e + b' X_a \quad (\text{Kg/j}). \dots\dots\dots (V.34)$$

- $L_e$  : la charge  $\text{DBO}_5$  éliminé ( $\text{Kg/j}$ ) = 1939,173kg/j
- $X_a$  : masse totale de boues présente dans le bassin d'aération ( $\text{Kg}$ )
- $a'$  : coefficient respirométrique du système cellulaire
- $b'$  : coefficient cinétique de respiration endogène.

On choisit :  $a'=0,54$  et  $b'=0,087 \text{ J}^{-1}$

### La quantité d'oxygène journalière est :

$$q_{o_2} = (0,59 \cdot 3862.71) + (0,08 \cdot 21600) = 4007 \text{ Kg O}_2/\text{j}$$

$$q_{o_2} (\text{jour}) = 4007 \text{ Kg O}_2/\text{j}$$

### La quantité d'oxygène horaire :

$$q_{o_2} = 4007/24 = 167 \text{ Kg O}_2/\text{h} \dots\dots\dots (V.35)$$

$$q_{o_2} (\text{horaire}) = 167 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

## Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

---

**La quantité d'oxygène nécessaire pour un m<sup>3</sup> du bassin :**

$$q_{o_2} \text{ m}^3 = 4007/8208 = 0,49 \text{ Kg O}_2/\text{m}^3\text{j} \dots\dots\dots (\text{V.36})$$

$$q_{o_2} \text{ (pour } 1\text{m}^3 \text{ bassin)} = 0,49 \text{ Kg O}_2/\text{m}^3\text{j}$$

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

$$q_{o_2} \text{ pte} = (a'Le/ Td) + (b' \cdot Xa \cdot V/24) \dots\dots\dots (\text{V.37})$$

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

Td : période diurne en heures Td= 16h

Le = la DBO<sub>5</sub> à éliminer en période diurne.

$$q_{o_2} \text{ pte} = (0,59 \cdot 3862 \cdot 71/16) + (0,08 \cdot 21600/24) = 214.4 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

$$q_{o_2} \text{ (pointe)} = 214.4 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

**Besoin réel en pointe en oxygène**

Les besoin réel données par la formule suivant :

$$q_{o_2 \text{ réel}} = \frac{q_{o_2}}{\alpha \cdot \beta} \dots\dots\dots (\text{V.38})$$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{C_s(\text{eau usee})}{C_s(\text{eau epure})} = 0,8$$

Tel que :  $0,8 \leq \beta \leq 0,95$       On prend :       **$\beta = 0,85$**

$$\text{Donc : } q_{o_2 \text{ pointe réel}} = \frac{214.4}{0.8 \cdot 0.85} = 315.35 \text{ KgO}_2/\text{h}$$

$$q_{o_2} \text{ (pointe réelle)} = 315.35 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

$$\text{En moyenne : } q_{o_2 \text{ jour réel}} = \frac{4007}{0.8 \cdot 0.85} = 5892.6 \text{ KgO}_2/\text{j}$$

**c) Calcul des caractéristiques de l'aérateur :**

**Calcul de la puissance de l'aération nécessaire (E<sub>n</sub>) :**

Les apports spécifiques des aérateurs de surface ont souvent été compris entre 1 et 2 kg O<sub>2</sub> /kwh

## Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

---

$$E_n = \frac{q_{O_2}}{E_a} \dots\dots\dots (V.39)$$

Dans nous calcul on prend :  $E_a = 1,5 \text{ kgO}_2/\text{ kwh}$

On aura :  $E_n = \frac{315.35}{1.5} = 210.2 \text{ Kw}$

**$E_n = 210.2 \text{ Kw}$**

### Calcul de la puissance de brassage ( $E_b$ )

La puissance de brassage est donnée par la relation suivante:

$$E_b = Sh * Pa \dots\dots\dots (V.40) \quad \text{Avec : } Pa = 80w/m^2$$

Tel que Sh : est la surface horizontale de l'aérateur ( $Sh = 2052 \text{ m}^2$ )

Pa : La puissance spécifique absorbé pour les aérateurs de surface est égale à :  $80w/m^2$

Donc on aura :  $E_b = Sh * Pa = 2052 * 0,08 = 164.16 \text{ kw}$

**$E_b = 164.16 \text{ Kw}$**

### Calcul de nombre d'aérateurs dans le bassin ( $N_a$ ) :

$$N_a = \frac{E_n}{E_b} \dots\dots\dots (V.41)$$

$N_a = \frac{210.2}{164.16} = 1,28$  On prend deux aérateurs.

**$N_a = 2 \text{ Aérateurs}$**

### d) Bilan de boues :

#### Calcul de la quantité des boues en excès $\Delta X$ :

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

$$\Delta X = X_{\min} + X_{dur} + a_m L_e - bX_a - X_{eff} \dots\dots\dots (V.42)$$

La charge journalière en MES à la sortie de déssableur-déshuileur est  $MES_s = 4202.8 \text{ Kg/j}$

On a aussi :  $b' = 0,08 \quad \Rightarrow \quad b = \frac{0,08}{1,42} = 0,056$  d'où :  $b = 0,056$

## Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

---

- $X_{min}$  : Boues minérales (30 % de MES)
- $X_{dur}$  : Boues difficilement biodégradables (appelées matières dures), elles représentent 0,3 à 0,35 des MVS.
- $a_m$  : coefficient de rendement cellulaire ( $0,55 < a_m < 0,6$ ).
- $Le$  : quantité de la  $DBO_5$  éliminée (kg/j)
- $Bb$  : fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène.  $b=0,056$
- $Xa$  : masse totale des MVS dans le bassin en kg
- $X_{eff}$  : fuite des MES avec l'effluent (dépend des normes de rejet, on adopte généralement 30mg/l).

Donc :

$$X_{min} = 0.3 * 4202.8 = 1260.84 \text{ Kg/j}$$

$$X_{dur} = 0.3 * MVS$$

$$X_{dur} = 0.3 * 0.7 * 4202.8 = 882.588 \text{ Kg/j}$$

$$a_m * Le = 0.6 * 3862.71 = 2317.629 \text{ Kg/j}$$

$$b * Xa = 0.056 * 21600 = 1209.60 \text{ Kg/j}$$

$$X_{eff} = 0.03 * 8042.83 = 241.2849 \text{ Kg/j} \quad \text{Ce qu'il nous donne :}$$

$$\Delta X = 1260.84 + 882.588 + 2317.629 - 1209.60 - 241.2849 = 3010.17 \text{ Kg/j}$$

$$\Delta X = 3010.17 \text{ kg/j}$$

**Calcul de la concentration de boues en excès ( $X_m$ ) :**

$$X_m = \frac{1200}{I_m} \dots\dots\dots (V.43)$$

Pour notre cas on prend :  $I_m = 125 \text{ ml/g}$

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

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

**Calcul de débit de boues en excès ( $Q_{excés}$ ) :**

$$\text{Ce débit est donnée par : } Q_{excés} = \frac{\Delta X}{X_m} \dots\dots\dots (V.44)$$

$$Q_{excés} = \frac{3010.17}{9.6} = 313.56 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{excés} = 313.56 \text{ m}^3/\text{j}$$

## Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

### Calcul de débit spécifique par m<sup>3</sup> de bassin (q<sub>sp</sub>) :

On a :

$$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V} \dots\dots\dots (V.45)$$

$$\text{Donc : } q_{sp} = \frac{3010.17}{8208} = 0,37 \text{ Kg/m}^3\text{j} \qquad \qquad \qquad \mathbf{q_{sp} = 0,37 \text{ kg/m}^3\text{j}}$$

### Le taux de recyclage (R) :

$$R = \frac{100[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]} \dots\dots\dots (V.46)$$

- R : taux de recyclage(%) ;
- [X<sub>a</sub>] : concentration des boues dans le bassin = 2.6 Kg/m<sup>3</sup> pour chaque bassin.

$$R = \frac{100*2.6}{9.6-2.6} = 37.8 \% \qquad \qquad \qquad \mathbf{R = 37.8 \%}$$

### Le débit des boues recyclées (Q<sub>r</sub>) :

$$\text{Pour chaque bassin on aura : } Q_r = R*Q_{moy} \text{ j} \dots\dots\dots (V.47)$$

$$\text{Donc : } Q_r = 8042.83*0,378 = 3037.3 \text{ m}^3\text{/j}$$

$$\mathbf{Q_r=3037.3 \text{ m}^3\text{/J}}$$

### Age des boues dans l'aérateur (A<sub>b</sub>) :

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X} \dots\dots\dots (V.48)$$

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X} = \frac{21600}{3010.17} = 7.2 \text{ jours}$$

$$\mathbf{A_b = 7.2 \text{ Jours}}$$

## Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

### V.4.3.1.2. Calcul du clarificateur (décanteur secondaire) :

Le clarificateur ou décanteur secondaire a pour but la séparation des floes biologiques de l'eau épurée. Les boues déposées dans le clarificateur sont recyclées vers les bassins d'aération afin d'y maintenir une concentration quasi constante en bactéries et les boues en excès sont évacuées vers les installations de traitement de boues (épaississement, déshydratation).

- Le type de décanteur choisi est circulaire muni d'un pont racleur de fond et de surface, et à fond légèrement incliné en cône.
- La vitesse maximale ( $V_a$ ) par temps de pluie ne doit pas en aucun cas dépasser 4 m/h et le temps de séjour est de 1,5 à 2 heures.

#### Données de départ :

Ts : Le temps de séjour, on prend  $t_s = 1,5$  h.

Le débit de pointe en temps de pluie (débit de la station) :  $Q_{ptp} = 1173.6$  m<sup>3</sup>/h.

#### Calcul de volume du décanteur :

$$V = Q_{pte} * t_s = 1173.6 * 1,5 = 1760 \text{ m}^3 \dots\dots\dots (V.49)$$

$$V = 1760 \text{ m}^3$$

#### Hauteur du clarificateur

Hauteur du décanteur est :  $H = (3 \div 5)$  m.

On prend :  $H = 4$  m

#### Calcul de la surface horizontale du décanteur :

$$Sh = \frac{V}{H} = \frac{1760}{4} = 440.1 \text{ m}^2 \dots\dots\dots (V.50)$$

$$Sh = 440.1 \text{ m}^2$$

#### Calcul de diamètre du décanteur :

Sachant que notre bassin a une forme circulaire donc le diamètre est donné par la relation suivante :

$$D = \sqrt{\frac{4*V}{\pi*H}} = \frac{4*1760}{4*3.14} = 23.7 \text{ m} \dots\dots\dots (V.51)$$

$$D = 23.7 \text{ m}$$

## Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

### Calcul de temps de séjour

Pour le débit moyen horaire ( $Q_{mh}$ ) :

$$T_s = \frac{V}{Q_{mh}} \dots\dots\dots (V.52)$$

$$\Rightarrow T_s = \frac{1760}{335.1} = 5.3 \text{ h} \qquad \qquad \qquad T_s (Q \text{ moy h}) = 5.3 \text{ h}$$

Pour le débit à temps sec :  $T_s (Q \text{ moy h}) = 3 \text{ h}$

### Horizon 2045 :

Pour l'horizon 2045 on calcule avec les mêmes relations mais on prenant les données suivantes :

$$Q_{pte} = Q_{pte \ 2045} - Q_{pte \ 2035} = 927.7 - 586.8 = 340.9 \text{ m}^3/\text{h}.$$

Et de même pour les MES, tel que  $MES = MES_{2045} - MES_{2035}$

$$\text{Donc } MES_{\text{extension}} = 1106 \text{ kg/j}.$$

Et de même pour la  $DBO_5$  tel que  $DBO_{5 \text{ extension}} = DBO_{5 \ 2045} - DBO_{5 \ 2035}$

$$\text{Donc } DBO_{5 \text{ extension}} = 1080 \text{ kg/j}$$

Les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau ci-après :

**Tableau V.11 : Résultats de calcul du traitement biologique pour les deux horizons 2035 et 2045 (extension) pour la faible charge**

<b>Bassin d'aération</b>			
<b>Faible charge (données de départ)</b>			
<b>Désignation</b>	<b>Unité</b>	<b>Horizons</b>	
		<b>2035</b>	<b>2045 (extension)</b>
EH	Habitants	76000	96000
$Q_{\text{moy journalier}}$	$\text{m}^3/\text{j}$	8042.83	5029.37
$Q_{\text{pointe}}$	$\text{m}^3/\text{h}$	586.8	340.9

## Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

DBO <sub>5</sub>	kg/j	4104	1080
MES	kg/j	4202.8	1106
Charge massique C <sub>m</sub>	kgDBO <sub>5</sub> /kgMVS.j	0,19	0,19
charge volumique C <sub>v</sub>	kgDBO <sub>5</sub> /m <sup>3</sup> .j	0,5	0,5
<b>Dimensionnement du bassin d'Aération</b>			
Volume aérateur V	m <sup>3</sup>	8208	2160
hauteur du bassin H	m	4	4
surface horizontale S <sub>h</sub>	m <sup>2</sup>	2052	540
hauteur de revanche	m	4,8	4,8
largeur L	m	45.30	23.24
masse totale des boues dans l'aérateur X <sub>A</sub>	Kg	21600	5684.2
Concentration des boues dans le bassin [X <sub>a</sub> ]	kg/m <sup>3</sup>	2,6	2,6
temps de séjour (Q <sub>moy h</sub> )	Heure	24.5	10.3
temps de séjour (Q <sub>pointe</sub> )	Heure	14.0	6.3
[DBO <sub>5</sub> ] <sub>s</sub>	mg/l	0,03	0,03
DBO <sub>5</sub> sortie aérateur L <sub>f</sub>	kg/j	241.2849	150.8811
Charge polluante éliminée L <sub>ε</sub>	kg/j	3862.7151	929.1189
rendement épuratoire R <sub>e</sub>	/	94.1	89.0
besoin journalier en oxygène q <sub>O2</sub>	kg/j	4007.0	498.1
besoin horaire en oxygène q <sub>O2</sub>	kg/h	167.0	20.8
besoin en oxygène pour 1m <sup>3</sup> de bassin q <sub>O2</sub>	kg/m <sup>3</sup>	0,49	0,23
quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe q <sub>O2</sub>	kgO <sub>2</sub> /h	214.4	26.0

## Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

quantité d'oxygène réel en cas de pointe $q_{O_2}$	kgO <sub>2</sub> /h	315.35	38.21
<b>Calcul de l'aérateur de surface à installer</b>			
quantité d'oxygène réel journalier $q_{O_2}$	KgO <sub>2</sub> /j	5892.6	732.5
Quantité d'oxygène par unité de puissance $E_a$	kgO <sub>2</sub> /kwh	1,5	1,5
Puissance de l'aération nécessaire $E_n$	Kw	210.2	25.5
Puissance de brassage $E_b$	Kw	164.16	43.20
nombre d'aérateur N	/	2	1
<b>Bilan de boues</b>			
$\Delta X$	kg/j	3010.17	629.60
concentration des boues en excé $X_m$	kg/m <sup>3</sup>	9,6	9,6
Le débit de boues en excès $Q_{\text{boues excès}}$	m <sup>3</sup> /j	313.56	65.58
Le débit spécifique par de bassin $q_{sp}$	kg/ m <sup>3</sup> j	0.37	0.29
taux de recyclage des boues R	%	37.8	37.8
Le débit des boues recyclées $Q_r$	m <sup>3</sup> /j	3037.3	1899.3
age des boues $A_b$	Jour	7.2	9.0
<b>Calcul du clarificateur (décanteur secondaire)</b>			
temps de séjour $t_s$	Heure	1,5	1,5
Volume décanteur V	m <sup>3</sup>	1760	1023
hauteur H	m	4	4
La surface horizontale du décanteur $Sh$	m <sup>2</sup>	440.1	255.7
le diamètre du décanteur	m	23.7	18
Le temps de séjour Pour le débit moyen horaire	heure	5.3	4.9

### V.4.3.2. Etude de la variante à Moyenne charge

#### V.4.3.2.1. Calcul du bassin d'aération

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

- Charge massique :  $0,2 < C_m < 0,5$  Kg DBO<sub>5</sub>/Kg MVS j

## Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

On prendra :  $C_m = 0,35 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS j}$

- Charge volumique :  $0,6 < C_v < 1,5 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3\text{j}$

On prendra :  $C_v = 1,2 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3\text{j}$

### Horizon 2035 :

#### Donnée de base :

- ✓ Débit moyen journalier  $Q_{\text{moy j}} = 8042.83 \text{ m}^3/\text{j}$
- ✓ Débit moyen horaire  $Q_{\text{moy h}} = 335.1 \text{ m}^3/\text{h}$
- ✓ Débit de pointe par temps sec  $Q_p = 586.8 \text{ m}^3/\text{h}$
- ✓ Charge polluante à l'entrée du bassin  $L_o = 2872.8 \text{ Kg/j}$
- ✓ La charge polluante à la sortie  $L_f$ , tel que : ( $S_f = 30\text{mg/l}$ )

$$L_f = S_f \cdot Q_{\text{moy j}} = 0,03 \cdot 8042.83 = 241.2849 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

- ✓ La charge polluante éliminée

$$L_e = L_o - L_f = 2872.8 - 241.2849 = 2631.5151 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

- ✓ Le rendement épuratoire :

$$\eta_{\text{ep}} = (L_o - L_f)/L_o \cdot 100 = (2631.5151/2872.8) \cdot 100 = 91.6 \%$$

#### a) Dimensionnement du bassin d'aération :

##### Volume du bassin :

$$V = L_o/C_v = 2872.8 / 1,2 = 2394 \text{ m}^3$$

$$V = 2394 \text{ m}^3$$

##### La hauteur du bassin :

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

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

##### Surface horizontale du bassin $S_h$ ( $\text{m}^2$ ) :

$$S_h = \frac{V}{H} = \frac{2394}{4} = 598.50 \text{ m}^2$$

$$S_h = 598.50 \text{ m}^2$$

## Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

### La largeur du bassin :

Le bassin d'aération est de forme carrée donc  $L=B=(Sh)^{0,5}$

$$L = (598.5)^{0,5} = 24.46 \text{ m}$$

$$L = 24.46 \text{ m}$$

### La masse de boues dans le bassin : $X_a$

$$X_a = \frac{L0}{Cm} = \frac{4104}{0.35} = 8208.0 \text{ Kg}$$

$$X_a = 8208.0 \text{ Kg}$$

### Concentration de boues dans le bassin : $[X_a]$ (kg/m<sup>3</sup>)

$$[X_a] = \frac{X_a}{V} = \frac{8208}{2394} = 3.4 \text{ kg/m}^3$$

$$[X_a] = 3.4 \text{ kg/m}^3$$

### Calcul du temps de séjour :

Pour le débit moyen horaire :

$$T_s = \frac{V}{Q_{\text{moy.h}}} = \frac{2394}{335.1} = 7.1 \text{ heures}$$

$$T_s (Q \text{ moy h}) = 7.1 \text{ H}$$

Pour le débit de pointe par temps sec :

$$T_s = \frac{V}{Q_p} = \frac{2394}{586.8} = 4.1 \text{ heures}$$

$$T_s (Q_p) = 4.1 \text{ H}$$

### b) Besoin en oxygène :

Les besoins en oxygène sont définis par l'expression suivante :(d'après la formule VI-21)

$$q_{o_2} = a' L_e + b' X_a \quad (\text{Kg/j}).$$

On choisit :  $a'=0,54$  et  $b'=0,087 \text{ J}^{-1}$

### La quantité d'oxygène journalière est :

## Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

$$q_{o_2} = (0,54 * 2631.5151) + (0,087 * 8208.0) = 2135.1 \text{ Kg O}_2/\text{j}$$

$$q_{o_2} (\text{jour}) = 2135.1 \text{ Kg O}_2/\text{j}$$

**La quantité d'oxygène horaire :**

$$q_{o_2} = 2135.1/24 = 89.0 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

$$q_{o_2} (\text{horaire}) = 89.0 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

**La quantité d'oxygène nécessaire pour un m<sup>3</sup> du bassin :**

$$q_{o_2} \text{ m}^3 = 2135.1/2394 = 0.89 \text{ Kg O}_2/\text{m}^3/\text{j}$$

$$q_{o_2} (\text{pour } 1\text{m}^3 \text{ bassin}) = 0.89 \text{ Kg O}_2/\text{m}^3/\text{j}$$

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

$$q_{o_2} \text{ pte} = (a'Le/ Td) + (b' \cdot Xa \cdot V/24)$$

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

$$q_{o_2} \text{ pte} = (0,54 \cdot 2631.5151/16) + (0,087 \cdot 8208/24) = 118.6 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

$$q_{o_2} (\text{pointe}) = 118.6 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

**Besoin réel en pointe en oxygène :**

Les besoin réel données par la formule suivant :

$$q_{o_2 \text{ réel}} = \frac{q_{o_2}}{\alpha \cdot \beta} \quad \text{Avec :} \quad \alpha = 0,8$$

$$\text{Tel que : } 0,8 \leq \beta \leq 0,95 \quad \text{On prend :} \quad \beta = 0,85$$

$$\text{Donc : } q_{o_2 \text{ pointe réel}} = \frac{118.6}{0.8 \cdot 0.85} = 174.36 \text{ KgO}_2/\text{h} \quad q_{o_2} (\text{pointe réelle}) = 174.36 \text{ KgO}_2/\text{h O}_2/\text{h}$$

$$\text{En moyenne : } q_{o_2 \text{ jour réel}} = \frac{2135.1}{0.8 \cdot 0.85} = 3139.9 \text{ KgO}_2/\text{j}$$

### c) Calcul des caractéristiques de l'aérateur :

Calcul de la puissance de l'aération nécessaire ( $E_n$ ) :

$$E_n = \frac{q_{O_2}}{E_a}$$

$$\text{On aura : } E_n = \frac{174.36}{1.5} = 116.2 \text{ Kw}$$

$$\mathbf{E_n = 116.2 Kw}$$

Calcul de la puissance de brassage ( $E_b$ ) :

La puissance de brassage est donnée par la relation suivante:

$$E_b = Sh * Pa$$

Tel que Sh : est la surface horizontale de l'aérateur ( $Sh=281,14m^2$ )

Pa: La puissance spécifique absorbé pour les aérateurs de surface est égale à :  $80w/m^2$  [8]

$$\text{Donc on aura : } E_b = 281.14 * 0.08 = 47.88 \text{ kw}$$

$$\mathbf{E_b = 47.88 Kw}$$

Calcul de nombre d'aérateurs dans le bassin ( $N_a$ ) :

$$N_a = \frac{E_n}{E_b} = \frac{116.2}{47.88} = 2.43 \text{ On prend 3 aérateurs.}$$

$$\mathbf{N_a = 3 Aérateur}$$

### d) Bilan des boues :

Calcul de la quantité des boues en excès  $\Delta X$  :

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

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

La charge journalière en MES à la sortie du décanteur primaire est  $MES_S = 1681.12Kg/j$

$$\text{On a aussi : } b' = 0,087 \Rightarrow b = \frac{0,087}{1,42} = 0,061 \text{ d'où : } b = 0,061$$

Donc :

## Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

$$X_{\min} = 0.3 * 1681.12 = 504.336 \text{ Kg/j}$$

$$X_{\text{dur}} = 0.3 * \text{MVS}$$

$$X_{\text{dur}} = 0.3 * 0.7 * 1681.12 = 353.0352 \text{ Kg/j}$$

$$a_m \text{ Le} = 0.6 * 2631.5151 = 1578.9 \text{ Kg/j}$$

$$bX_a = 0.061 * 8208.0 = 500.69 \text{ Kg/j}$$

$$X_{\text{eff}} = 0.03 * 8042.83 = 241.2849 \text{ Kg/j}$$

Ce qu'il nous donne :

$$\Delta X = 504.336 + 353.0352 + 1578.9 - 500.69 - 241.2849 = 1694.31 \text{ Kg/j}$$

$$\Delta X = 1694.31 \text{ kg/j}$$

**Calcul de la concentration de boues en excès ( $X_m$ ) :**

$$X_m = \frac{1200}{I_m} \quad \text{Pour notre cas on prend : } I_m = 125 \text{ ml/g}$$

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

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

**Calcul de débit de boues en excès ( $Q_{\text{excés}}$ ) :**

$$\text{Ce débit est donnée par : } Q_{\text{excés}} = \frac{\Delta X}{X_m} = \frac{1694.31}{9.6} = 176.49 \text{ m}^3 / \text{j}$$

$$Q_{\text{excés}} = 176.49 \text{ m}^3 / \text{j}$$

**Calcul de débit spécifique par  $\text{m}^3$  de bassin ( $q_{\text{sp}}$ ) :**

$$\text{On a : } q_{\text{sp}} = \frac{\Delta X}{V}$$

$$\text{Donc : } q_{\text{sp}} = \frac{1694.31}{2394} = 0.71 \text{ Kg/m}^3 \text{j}$$

$$q_{\text{sp}} = 0,71 \text{ kg/m}^3 \text{j}$$

**Le taux de recyclage ( R ) :**

$$R = \frac{100[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]}$$

- $[X_a]$  : concentration des boues dans le bassin = 2.5 Kg/m<sup>3</sup> pour chaque bassin.

$$R = \frac{100 * 3.4}{9.6 - 3.4} = 55.6\%$$

$$R = 55.6 \%$$

**Le débit des boues recyclées (Qr) :**

Pour chaque bassin on aura :  $Q_r = R * Q_{moy j}$

$$\text{Donc : } Q_r = 8042.83 * 0,556 = 4468.2 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_r = 4468.2 \text{ m}^3/\text{J}$$

**Age des boues dans l'aérateur (A<sub>b</sub>) :**

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X} \quad \Rightarrow \quad A_b = \frac{X_a}{\Delta X} = \frac{8208}{1694.31} = 4.8 \text{ jours}$$

$$A_b = 4.8 \text{ Jours}$$

**V.4.3.2.2. Calcul du clarificateur (décanteur secondaire) :**

Le clarificateur ou décanteur secondaire a pour but la séparation des floes biologiques de l'eau épurée. Les boues déposées dans le clarificateur sont recyclées vers les bassins d'aération afin d'y maintenir une concentration quasi constante en bactéries et les boues en excès sont évacuées vers les installations de traitement de boues (épaississement, déshydratation).

- Le type de décanteur choisi est circulaire muni d'un pont racleur de fond et de surface, et à fond légèrement incliné en cône.
- La vitesse maximale ( $V_a$ ) par temps de pluie ne doit pas en aucun cas dépasser 4 m/h et le temps de séjour est de 1,5 à 2 heures.

**Données de départ :**

Ts : Le temps de séjour, on prend  $t_s = 1,5\text{h}$ .

Le débit de pointe en temps de pluie (débit de la station) :  $Q_{ptp} = 1173.6 \text{ m}^3/\text{h}$ .

**Calcul de volume du décanteur :**  $v = Q_p * t_s = 1173.6 * 1,5 = 1760 \text{ m}^3$

## Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

$$V=1760 \text{ m}^3$$

**Hauteur du clarificateur :**

Hauteur du décanteur est :  $H= (3\div 5) \text{ m}$ .

On prend :  $H= 4 \text{ m}$

**Calcul de la surface horizontale du décanteur :**

$$Sh = \frac{V}{H} = \frac{1760}{4} = 440.1 \text{ m}^2 \quad \text{Sh}=440.1 \text{ m}^2$$

**Calcul de diamètre du décanteur :**

Sachant que notre bassin a une forme circulaire donc le diamètre est donné par la relation suivante :

$$D = \sqrt{\frac{4*V}{\pi*H}} = \frac{4*1760}{4*3.14} = 23.7 \text{ m} \quad \text{D}= 23.7 \text{ m}$$

**Calcul de temps de séjour**

Pour le débit moyen horaire ( $Q_{mh}$ ) :

$$T_s = \frac{V}{Q_{mh}} \Rightarrow T_s = \frac{1760}{335.1} = 5.3 \text{ h} \quad \text{T}_s \text{ (Q moy h)} = 5.3 \text{ h}$$

Pour le débit à temps sec :

$$\text{T}_s \text{ (Q moy h)} = 3 \text{ h}$$

**Horizon 2045 :**

Pour l'horizon 2045 on calcule avec les mêmes relations mais on prenant les données suivantes :

$$Q_{pte} = Q_{pte \ 2045} - Q_{pte \ 2035} = 927.7 - 586.8 = 340.9 \text{ m}^3/\text{h}.$$

Et de même pour les MES, tel que  $MES = MES_{2045} - MES_{2035}$

$$\text{Donc } MES_{\text{extension}} = 442.4 \text{ kg/j}.$$

Et de même pour la  $DBO_5$  tel que  $DBO_{5 \text{ extension}} = DBO_{5 \ 2045} - DBO_{5 \ 2035}$

$$\text{Donc } DBO_{5 \text{ extension}} = 756 \text{ kg/j}$$

Les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau ci-après :

## Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

**Tableau V.12 : Résultats de calcul du traitement biologique pour les deux horizons 2035 et 2045 (extension) pour la moyenne charge**

<b>Bassin d'aération</b>			
<b>Faible charge (données de départ)</b>			
<b>Désignation</b>	<b>Unité</b>	<b>Horizons</b>	
		<b>2035</b>	<b>2045 (extension)</b>
EH	Habitants	76000	96000
$Q_{\text{moy journalier}}$	$\text{m}^3/\text{j}$	8042.83	5029.37
$Q_{\text{pointe}}$	$\text{m}^3/\text{h}$	586.8	340.9
$\text{DBO}_5$	kg/j	2872.8	756
MES	kg/j	1681.12	442.4
Charge massique $C_m$	kg $\text{DBO}_5$ /kgMVS.j	0,35	0,35
charge volumique $C_v$	kg $\text{DBO}_5$ /m <sup>3</sup> .j	1.2	1.2
<b>Dimensionnement du bassin d'Aération</b>			
Volume aérateur V	m <sup>3</sup>	2394	630
hauteur du bassin H	m	4	4
surface horizontale $S_h$	m <sup>2</sup>	598.50	157.50
hauteur de revanche	m	4,8	4,8
largeur L	m	24.46	12.55
masse totale des boues dans l'aérateur $X_A$	Kg	8208.0	2160.0
Concentration des boues dans le bassin [ $X_a$ ]	kg/m <sup>3</sup>	3.4	3.4
temps de séjour ( $Q_{\text{moy h}}$ )	Heure	7.1	3.0

## Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

temps de séjour ( $Q_{\text{pointe}}$ )	Heure	4.1	1.8
$[\text{DBO}_5]_s$	mg/l	0,03	0,03
$\text{DBO}_5$ sortie aérateur $L_f$	kg/j	241.2849	150.8811
Charge polluante éliminée $L_\epsilon$	kg/j	2631.5151	605.1189
rendement épuratoire $R_e$	/	91.6	80.0
besoin journalier en oxygène $q_{O_2}$	kg/j	2135.1	257.3
besoin horaire en oxygène $q_{O_2}$	kg/h	89.0	10.7
besoin en oxygène pour $1\text{m}^3$ de bassin $q_{O_2}$	kg/m <sup>3</sup>	0.89	0,41
quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe $q_{O_2}$	kgO <sub>2</sub> /h	118.6	14.1
quantité d'oxygène réel en cas de pointe $q_{O_2}$	kgO <sub>2</sub> /h	174.36	20.77
<b>Calcul de l'aérateur de surface à installer</b>			
quantité d'oxygène réel journalier $q_{O_2}$	KgO <sub>2</sub> /j	3139.9	378.4
Quantité d'oxygène par unité de puissance $E_a$	kgO <sub>2</sub> /kwh	1,5	1,5
Puissance de l'aération nécessaire $E_n$	Kw	116.2	13.8
Puissance de brassage $E_b$	Kw	47.88	12.60
nombre d'aérateur N	/	3	2
<b>Bilan de boues</b>			
$\Delta X$	kg/j	1694.31	308.21
concentration des boues en excé $X_m$	kg/m <sup>3</sup>	9,6	9,6
Le débit de boues en excès $Q_{\text{boues excès}}$	m <sup>3</sup> /j	176.49	32.11
Le débit spécifique par de bassin $q_{sp}$	kg/ m <sup>3</sup> j	0.71	0.49
taux de recyclage des boues R	%	55.6	55.6
Le débit des boues recyclées $Q_r$	m <sup>3</sup> /j	4468.2	2794.1
age des boues $A_b$	Jour	4.8	7.0
<b>Calcul du clarificateur (décanteur secondaire)</b>			
temps de séjour $t_s$	Heure	1,5	1,5

## Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

Volume décanteur V	m <sup>3</sup>	1760	1023
hauteur H	m	4	4
La surface horizontale du décanteur Sh	m <sup>2</sup>	440.1	255.7
le diamètre du décanteur	m	23.7	18
Le temps de séjour Pour le débit moyen horaire	heure	5.3	4.9

### V.4.4. Traitement tertiaire (désinfection)

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

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

### Horizon 2035 :

#### V.4.4.1. Dose du chlore à injecter

Nous proposons une désinfection par le chlore en utilisant l'eau de javel « hypochlorite de sodium » le temps de contact (Ts) est de 30 minutes et la dose unitaire de chlore à apporter est de 5 à 10 mg/l.

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

#### La dose journalière en chlore (Dj) :

$$Dj = Q_{\text{moy j}} * (Cl_2) \dots\dots\dots (V.53)$$

$$Dj = 8042.83 * 0,01 = 80.4283 \text{ Kg/j} \qquad \qquad \qquad \mathbf{Dj = 80.4283 \text{ Kg/j}}$$

#### V.4.4.2. Calcul de la quantité de l'eau javel (X) :

On prend une solution d'hypochlorite à 48°

1° de chlorométrie → 3,17 g de Cl<sub>2</sub>/ NaClO

48° de chlorométrie → X

Donc : X = 3,17\* 48 / 1 = 152,16 g de Cl<sub>2</sub>/ NaClO

$$X = 152,16 \text{ g Cl}_2 / \text{NaClO}$$

### V.4.4.3. La quantité d'hypochlorite de sodium nécessaire ( $Q_j$ )

$$1 \text{ m}^3 (\text{NaClO}) \rightarrow 152,16 \text{ Kg de Cl}_2$$

$$Q_j \rightarrow 80.4283 \text{ kg/j}$$

$$Q_j = 80.4283 / 152,16 = 0.52 \text{ m}^3 (\text{NaClO}) / \text{j}$$

$$Q_j = 0,52 \text{ m}^3 (\text{NaClO}) / \text{j}$$

### V.3.4.4. La quantité annuelle d'hypochlorite de sodium ( $Q_a$ )

$$Q_a = Q_j \cdot 365 \dots\dots\dots (V.54)$$

$$Q_a = 0,52 \cdot 365 = 192.93 \text{ m}^3 (\text{NaClO}) / \text{an}$$

$$Q_a = 192,93 \text{ m}^3 (\text{NaClO}) / \text{an}$$

### V.4.4.5. Dimensionnement du bassin de désinfection

$$Q_{\text{ptp}} = 1173.6 \text{ m}^3 / \text{h}$$

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

#### Le volume du bassin (V) :

$$V = Q_{\text{pte}} \cdot T_s = 1173.6 \cdot \frac{30}{60} = 586.8 \text{ m}^3 \dots\dots\dots (V.55) \quad V = 586.8 \text{ m}^3$$

#### La hauteur du bassin (H) :

On fixe  $H = 3.5 \text{ m}$

#### La surface horizontale ( $S_h$ ) :

$$S_h = \frac{V}{H} = \frac{586.8}{3.5} = 167.65 \text{ m}^2 \dots\dots\dots (V.56)$$

$$S_h = 167.65 \text{ m}^2$$

### V.4.4.6. La largeur et la longueur (L)

Notre bassin a une forme rectangulaire de surface  $S_h = L \cdot B$  Avec :

L : longueur du bassin de désinfection.

B : largeur du bassin de désinfection.

On prend :  $L = 2 \cdot B$

## Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

$$B = \sqrt{\frac{Sh}{2}} \dots\dots\dots (V.57)$$

**B =9.16m**

$$B = \sqrt{\frac{167.65}{2}} = 9.16 \text{ m ;}$$

Alors :  $L = 2 * 5 = 18.31 \text{ m ;}$

**L=18.31m**

### Horizon 2045 :

Pour l'horizon 2045 on calcul avec les mêmes relations on utilisant les données suivantes :

$$Q_{\text{moy j}} = Q_{\text{moy j 2045}} - Q_{\text{moy j 2035}} = 13072.20 - 8042.83 = 5029.37 \text{ m}^3/\text{h.}$$

$$Q_{\text{pte}} = Q_{\text{pte 2045}} - Q_{\text{pte 2035}} = 1855.41 - 1173.6 = 681.81 \text{ m}^3/\text{h.}$$

Les résultats obtenus pour les deux horizons d'étude sont résumés dans le tableau ci-après :

**Tableau V.13 : Calcul du bassin de désinfection**

Désignation	Unité	Horizon	
		2035	2045
Volume	m <sup>3</sup>	586.8	340.905
Hauteur	m	3,5	3,5
Surface horizontale	m <sup>2</sup>	167.65	97.40
Longueur	m	18.31	13.95
Largeur	m	9.15	6.97
Dose journalière en chlore	Kg/j	80.4283	50.2937
La quantité d'hypochlorite nécessaire :	m <sup>3</sup> /j	0,52	0,33
La quantité annuelle d'hypochlorite :	m <sup>3</sup> /an	192.93	120.64

### V.4.5. Traitement des boues

#### V.4.5.1. Variante faible charge

#### Horizon 2035 :

##### V.4.5.1.1. L'épaississement

Pour la variante à faible charge l'épaississeur reçoit seulement les boues secondaires

Les boues secondaires sont issues du décanteur secondaire tel que  $\Delta X = 3010.17 \text{ kg/j}$

#### a) Dimensionnement de l'épaississeur

##### La concentration des boues :

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

Boues secondaire :  $S = (10 \div 30) \text{ g/l}$

##### Débit arrivant du décanteur secondaire :

$S = 20 \text{ g/L}$

$$Q = \Delta X / S \dots\dots\dots (V.58)$$

Donc :  $Q = 150.5085 \text{ m}^3/\text{j}$

$$Q = 150.5085 \text{ m}^3/\text{j}$$

##### Volume de l'épaississeur : $V \text{ (m}^3\text{)}$

$$V = Q \cdot T_s = 150.5085 \cdot 2 = 301.017 \text{ m}^3 \dots\dots\dots (V.59)$$

$T_s$  : temps de séjours = 2j

$$V = 301.017 \text{ m}^3$$

##### Surface horizontale de l'épaississeur : $Sh \text{ (m}^2\text{)}$

Pour une profondeur de  $H = 3.5 \text{ m}$ . On calcule :

$$Sh = \frac{V}{H} = \frac{301.017}{3.5} = 86 \text{ m}^2 \dots\dots\dots (V.60)$$

$$Sh = 86 \text{ m}^2$$

## Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

### Le diamètre :

Notre épaisseur a une forme circulaire de diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4*V}{\pi*H}} = \sqrt{\frac{4*86}{3.14}} = 10.46m \dots\dots\dots (V.61)$$

$$D = 10.46 \text{ m}$$

### Caractéristiques des boues épaissies :

La concentration des boues après épaisseur par décantation est de l'ordre de 80 à 100 g/l.

Calcul du débit des boues épaissies

On prend  $C_{be} = 90 \text{ g/l}$ .

$$Qd = \frac{4X}{C_{be}} \dots\dots\dots (V.62)$$

$$Qd = \frac{3010.17}{90} = 33.45 \text{ m}^3/\text{j} \qquad \qquad \qquad Qd = 33.45 \text{ m}^3/\text{J}$$

#### V.4.5.1.1. Calcul des lits de séchage

Nous avons choisi les dimensions suivantes :

$$b = 8 \text{ m}; \quad L = 20 \text{ m}; \quad H = 0,4 \text{ m}$$

### Le volume des boues épaissies sur chaque lit :(V)

$$V = b * L * H \dots\dots\dots (V.63)$$

$$V = 8 * 20 * 0,4 = 64 \text{ m}^3 \qquad \qquad \qquad V = 64 \text{ m}^3$$

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

Le volume journalier des boues à extraire est égale a  $V_1 = 33.45 \text{ m}^3$

### Nombre de lits nécessaires à chaque épandage (N) :

$$N > \frac{V_1}{V} \dots\dots\dots (V.64)$$

$$N = \frac{33.45}{64} = 0.52 ; \text{ on prend } N = 1$$

### Volume des boues épaissies par lit et par an (V<sub>2</sub>) :

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

## Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

$$V_2 = 12 * V \dots\dots\dots (V.65)$$

$$V_2 = 12 * 64 = 768 \text{ m}^3 \qquad \qquad \qquad V_2 = 768 \text{ m}^3$$

**Volume des boues à sécher par an ( $V_{ba}$ ) :**

$$V_{ba} = V_1 * 365 \dots\dots\dots (V.67)$$

$$V_{ba} = 33.5 * 365 = 12207.9 \text{ m}^3 \qquad \qquad \qquad V_{ba} = 12207.9 \text{ m}^3$$

**Nombre de lits nécessaires N :**

$$N > \frac{V_{ba}}{V_2} \dots\dots\dots (V.68)$$

$$N = \frac{12207.9}{768} = 15.89 ; \text{ On prend } N=16$$

$$N = 16$$

**Surface nécessaire :**

$$\text{On a : } S = S_0 * N \dots\dots\dots (V.69)$$

Avec :  $S_0$  ; c'est la surface du lit de séchage donc :  $S_0 = L * b = 20 * 8 = 160 \text{ m}^2$

$$\text{D'où: } S = 160 * 16 = 2560 \text{ m}^2. \qquad \qquad \qquad S = 2560 \text{ m}^2$$

### Horizon 2045:

Les résultats de calcul du dimensionnement de l'épaississeur et le lit de séchage pour l'horizon 2045 (extension) sont basés sur le même principe que pour l'horizon 2035. Et les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant pour les deux horizons d'études.

**Tableau V.14 : Résultats du calcul de l'épaississeur et le lit de séchage (faible charge)**

Désignations	Unité	Horizons	
		2035	2045
<b>Dimensionnement de l'épaississeur</b>			
Boues issues du décanteur secondaire	kg/j	3010.17	629.6
Le débit total de boues issues du décanteur secondaire	m <sup>3</sup> /j	150.5085	31.48
Hauteur	m	3,5	3,5
Surface horizontale	m <sup>2</sup>	86	18
Diamètre	m	10.46	4.787

## Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

Volume	m <sup>3</sup>	301.017	62.96
<b>Lit de séchage</b>			
Le volume de boues épandues sur chaque lit	m <sup>3</sup>	64	64
la quantité des boues à extraire / j	Kg/j	33.45	7
Volume des boues épandues par lit et par an	m <sup>3</sup>	768	768
Nombre de lits nécessaire	/	16	4
Surface nécessaire	m <sup>2</sup>	2560	640

### V.4.5.2. Variante moyenne charge

#### Horizon 2035 :

##### V.4.5.2.1. L'épaississement :

#### Dimensionnement de l'épaississeur

Il reçoit les boues issues du décanteur primaire et secondaire.

La production journalière des boues est de :

#### Boues issues du décanteur primaire

Boues primaires :  $\Delta X_{pr} = DBO_{5e} + MESe$  ..... (V.70)

$$\Delta X_{pr} = 3752.88 \text{ Kg/j}$$

#### Boues issues du décanteur secondaire

Boues secondaires  $\Delta X_{se} = 1694.31 \text{ Kg/j}$  (Représente les boues en excès)

#### La quantité totale journalière des boues

$\Delta X_{tot} = \Delta X_{pr} + \Delta X_{se} = 3752.88 + 1694.31 = 5447.19 \text{ Kg/j}$  ..... (V.71)

#### La concentration des boues

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

Boues primaires : (20÷30) g/l

Boues secondaire : (10÷30) g/l

## Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

### Calcul du débit journalier reçu par l'épaississeur

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

#### Le débit arrivant du décanteur primaire ( $Q_1$ ) :

$$Q_1 = \frac{\Delta X_{pr}}{S_1} \dots\dots\dots (V.72)$$

$$Q_1 = \frac{3752.88}{25} = 150.1152 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_1 = 150.1152 \text{ m}^3/\text{J}$$

Avec :  $\Delta X_{pr}$  : quantité issues du décanteur primaire

$S_1$  : concentration des boues.

On prendra  $S_1 = 25 \text{ g/l}$

#### Le débit arrivant du décanteur secondaire ( $Q_2$ ) :

$$Q_2 = \frac{DX_{se}}{S_2} \dots\dots\dots (V.73)$$

$$Q_2 = \frac{5447.19}{15} = 112.954 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_2 = 112.954 \text{ m}^3/\text{J}$$

Avec :  $S_2$  : concentration des boues.

On prendra  $S_2 = 15 \text{ g/l}$

#### Le débit total ( $Q_{tot}$ ) :

$$Q_{tot} = Q_1 + Q_2 = 150.1152 + 112.954 = 263.0692 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{tot} = 263.0692 \text{ m}^3/\text{J}$$

#### La concentration du mélange (S) :

$$S = \frac{\Delta X_{tot}}{Q_{tot}}$$

$$S = \frac{5447.19}{263.0692} = 20.70 \text{ Kg/m}^3$$

$$S = 20,70 \text{ kg/m}^3$$

## Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

### Le volume de l'épaisseur (V) :

$$V = Q_{tot} \cdot T_s = 263.0692 \cdot 2 = 526.1384 \text{ m}^3$$

$$V = 526.1384 \text{ m}^3$$

$T_s$  : temps de séjours = 2 j.

### La surface horizontale (Sh) :

Pour une profondeur de  $H = 3\text{m}$ . On calcule :

$$Sh = \frac{V}{H} = \frac{526.1384}{3} = 175.37\text{m}^2$$

$$Sh = 175.37 \text{ m}^2$$

### Le diamètre (D) :

Notre épaisseur a une forme circulaire de diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Sh}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 175.37}{3.14}} = 14.95\text{m}$$

$$D = 14.95 \text{ m}$$

### Caractéristiques des boues épaissies

La concentration des boues après épaississement par décantation est de l'ordre de 80 à 100 g/l.

### Calcul du débit des boues épaissies (Qd) :

On prend  $C_{be} = 90\text{g/l}$ .

$$Q_d = \frac{DX_{tot}}{C_{be}} = \frac{5447.19}{90} = 60.52\text{m}^3/\text{j}$$

$$Q_d = 60.52 \text{ m}^3/\text{j}$$

#### V.4.5.2.2. Stabilisateur aérobie

La stabilisation sert à éliminer dans la phase de respiration endogène 45% de MVS contenues dans les boues.

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

### La quantité de MVS contenue dans les boues

A l'entrée du décanteur primaire on a les valeurs suivantes :

## Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

---

$$\text{MES} = 4202.8 \text{ kg/j}$$

$$\text{MMS} = 0,3 * \text{MES} = 4202.8 * 0,3 = 1260.84 \text{ kg/j}$$

$$\text{MVS} = 0,7 * \text{MES} = 0,7 * 4202.8 = 2941.96 \text{ kg/j}$$

### La quantité de MVS à la sortie du bassin de stabilisation

$$(\text{MVS})_{\text{sortie}} = \text{MVS}_0 - 0,45 * \text{MVS} = 2941.96 - 0,45 * 2941.96 = 1618.078 \text{ kg/j}$$

$$\text{MVS}_s = 1618.078 \text{ Kg/j}$$

### Temps de séjour (Ts) :

La fraction volatile stabilisée est donné par :

$$(1-0.95).B_a = 45\% \text{ de MVS stabilisé} \dots\dots\dots (\text{V.74})$$

$$\text{Alors } B_a = (0,45 * 1618.078) / 0,05 = 14562.702 \text{ kg}$$

$$B_a = 14562.702 \text{ Kg}$$

Avec :

$B_a$  : la fraction de MVS stabilisé

L'extraction journalier est de 1618.078 Kg MVS /J, l'âge des boues en stabilisation sera donc :

$$T = \frac{14562.702}{1618.078} = 9 \text{ jours}$$

$$T = 9 \text{ jours}$$

### Boues en excès dans le stabilisateur ( $Q_{\text{excès}}$ ) :

$$Q_{\text{excès}} = \text{MMS} + (\text{MVS})_{\text{sortie}}$$

$$Q_{\text{excès}} = 1260.84 + 1618.078 = 2878.918 \text{ kg de boues / jour}$$

$$Q_{\text{excès}} = 2878.918 \text{ Kg/j}$$

### Dimensionnement du bassin de stabilisation

#### La masse de boue à maintenir dans le stabilisateur ( $M_b$ ) :

$$M_b = Q_{\text{excès}} * t \dots\dots\dots (\text{V.75})$$

$$M_b = 2878.918 * 9 = 25910.262 \text{ kg}$$

$$M_b = 25910.262 \text{ kg}$$

## Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

Sachant que les boues épaissies peuvent atteindre des taux de concentration  $C_{be}$  de 80 à 100 g/l, on prend  $C_{be} = 90 \text{ g/l}$

### Volume du bassin de stabilisation (V) :

$$V = \frac{Mb}{C_{be}} \dots\dots\dots (V.76)$$

$$V = \frac{25910.262}{90} = 287.8918 \text{ m}^3 \qquad \qquad \qquad \mathbf{V = 287.8918 \text{ m}^3}$$

### Surface horizontale (Sh) :

On prend la profondeur du bassin de stabilisation  $H = 4 \text{ m}$

$$Sh = \frac{V}{H} = \frac{287.8918}{4} = 71.97 \text{ m}^2 \dots\dots\dots (V.77)$$

$$\mathbf{Sh = 71.97 \text{ m}^2}$$

### La largeur de bassin (l) :

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

On prend  $L = 2 * l$

$$l = \sqrt{\left(\frac{Sh}{2}\right)} = \sqrt{\left(\frac{71.97}{2}\right)} = 6 \text{ m} \dots\dots\dots (V.78)$$

$$\mathbf{l = 6 \text{ m}}$$

### La longueur de bassin (L) :

$$L = 2 * l = 2 * 6 = 12 \text{ m}$$

$$\mathbf{L = 12 \text{ m}}$$

### Aération du bassin de stabilisation

La quantité d'air nécessaire s'effectuera à l'aide des aérateurs de surface  $2 \text{ kg O}_2 / \text{kg MVS}$  détruit

La masse des boues détruites par jour est de :  $309.86 \text{ kg/j}$

$$DO_2 = 2 * 1618.078 = 3236.156 \text{ kg O}_2/\text{j}$$

$$\mathbf{DO_2 = 3236.156 \text{ kg O}_2/\text{j}}$$

#### V.4.5.2.3. Calcul des lits de séchage

Nous avons choisi les dimensions suivantes :

## Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

---

$$b = 8 \text{ m}; \quad L=20 \text{ m}; \quad H=0,4\text{m}$$

**Le volume de boues épandues sur chaque lit (V) :**

$$V=8*20*0,4=64\text{m}^3$$

$$V=64 \text{ m}^3$$

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

**La quantité des boues à extraire quotidiennement :**

$$Q_f = (MVS)_{\text{sortie}} = 1618.078 \text{ kg/j.}$$

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

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

$$V_1 = \frac{1618.078}{85} = 19.03 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$V_1 = 19.03 \text{ m}^3/\text{j}$$

**Nombre de lits nécessaires à chaque épandage (N) :**

$$N > \frac{V_1}{V} = \frac{19.03}{64} = 0.29 ; \text{ On prend } N=1$$

$$N=1$$

**Volume des boues épandues par lit et par an (V<sub>2</sub>) :**

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

$$V_2=12*V=12*64 = 768 \text{ m}^3$$

$$V_2 = 768 \text{ m}^3$$

**Volume des boues à sécher par an (V<sub>b a</sub>) :**

$$V_{b a} = V_1 * 365 = 19.03 * 365 = 6948.21 \text{ m}^3$$

$$V_{b a} = 6948.21 \text{ m}^3$$

**Nombre de lits nécessaires (N) :**

$$N > \frac{V_{b a}}{V_2} = \frac{6948.21}{768} = 9.04 ; \text{ On prend } N=10$$

## Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

### Surface nécessaire (S) :

On a :  $S = S_0 * N$

Avec :  $S_0$  ; c'est la surface du lit de séchage donc :  $S_0 = L * b = 20 * 8 = 160 \text{ m}^2$

D'où:  $S = 160 * 10 = 1600 \text{ m}^2$ .

**$S = 1600 \text{ m}^2$**

### Horizon 2045:

Les résultats de calcul du dimensionnement de l'épaississeur et le stabilisateur aérobie et le lit de séchage pour l'horizon 2040 (extension) sont basés sur le même principe que pour l'horizon 2025. Et les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant pour les deux horizons d'études.

**Tableau V.15 : Résultats du calcul de l'épaississeur et le lit de séchage (moyenne charge)**

Désignations	Unité	Horizons		
		2035	2045	
<b>Dimensionnement de l'épaississeur</b>				
Boues issues du décanteur secondaire	kg/j	1694.31	308.21	
Boues issues du décanteur primaire	kg/j	3752.88	987.6	
Le débit total	$\text{m}^3/\text{j}$	5447.19	1295.81	
La concentration du mélange Kg/m <sup>3</sup>		20.70	21.58	
Débit des boues épaissies	$\text{m}^3/\text{j}$	60.52	14.37	
Volume	$\text{m}^3$	526.13	120.10	
La hauteur	m	3	3	
Surface horizontale	$\text{m}^2$	175.38	40.03	
Diamètre	m	14.95	7.14	
<b>Stabilisateur aérobie</b>				
La quantité de MVS contenue dans les boues	❖ MES	kg/j	4202.8	1106
	❖ MMS	kg/j	1260.84	331.8
	❖ MVS	kg/j	2941.96	774.2
La quantité de MVS à la sortie de la stabilisation :		kg/j	1618.078	425.81
Temps de séjour		J	9	9
Boues en excès dans le stabilisateur		Kg /j	2878.918	757.61
La masse de boue à maintenir dans le stabilisateur (Mb)		Kg	25910.26	6818.49
Hauteur		m	4	4

## Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

Volume du bassin de stabilisation	m <sup>3</sup>	287.8918	75.761
Surface horizontale	m <sup>2</sup>	71.97	18.94
La longueur de bassin	m	12	6.15
La largeur de bassin	m	6	3.077
<b>Lit de séchage</b>			
Le volume de boues épandues sur chaque lit	m <sup>3</sup>	64	64
la quantité des boues à extraire / j	Kg/j	19.03	5
Volume des boues épandues par lit et par an	m <sup>3</sup>	768	768
Volume des boues à sécher par an	m <sup>3</sup>	6948.21	1828.47
Nombre de lits nécessaire	/	10	3
Surface nécessaire	m <sup>2</sup>	1600	480

### ***V.5.Choix de la variante***

Vu que la valeur de l'azote est importante et supérieure à la limite des normes donc on a choisi la variante faible charge pour notre station d'épuration parce que grâce à cette variante (faible charge) on obtiendra un rendement important pour l'élimination de l'azote contrairement à la variante moyenne charge car l'azote est un élément qui provoque l'eutrophisation et la toxicité des milieux aquatiques, et un meilleur rendement épuratoire qui est égale à R= 94.1 %. Aussi on peut juger que la superficie du terrain réservé pour la STEP est suffisante pour l'implantation des différents ouvrages la constituant y compris leurs accessoires pour les deux horizons (2035-2045).

### ***V.6.Conclusion***

Dans ce chapitre, nous avons dimensionné les différents ouvrages de la station d'épuration de l'agglomération de Mohammadia, suivant la capacité hydraulique et la charge polluante de l'effluent ainsi que d'autres paramètres cités plus haut dans ce chapitre, et ceci afin d'éviter le sous-dimensionnement ou le surdimensionnement. Le procédé biologique choisi pour traiter les eaux résiduaires de l'agglomération de Mohammadia est de type « boue activée à faible charge ». Les eaux usées passeront par les étapes suivantes : un prétraitement, un traitement secondaire, un traitement complémentaire, et un traitement des boues résiduaires.

## Chapitre V : Dimensionnement des ouvrages de la station

---

Le but principal des traitements de ces derniers est la valorisation en agriculture pour l'amendement des sols comme engrais. En Algérie, l'utilisation des boues comme élément fertilisant est mal connu malgré que les boues soient données gratuitement, et le seule frais à déboursé est le transport



# *Chapitre VI*

*Calcul hydraulique*

### VI.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 reliant les ouvrages pour le bon fonctionnement de la station de point de vue hydraulique.

### VI.2.Emplacement des ouvrages dans le site de la station

L'arrivée de l'eau à la station est comme suit :

Les eaux usées et pluviales sont collectées dans un seul collecteur vers un déversoir d'orage qui régularise le débit demandé par la STEP.

A l'amont de la station, on place un autre déversoir qui est le By-pass pour éviter l'écoulement vers la STEP, 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.

### VI.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 des eaux usées appelés « débit à temps sec ».

La partie déversante est acheminée vers l'oued El Habra, dans notre cas on optera pour un déversoir à seuil latéral.

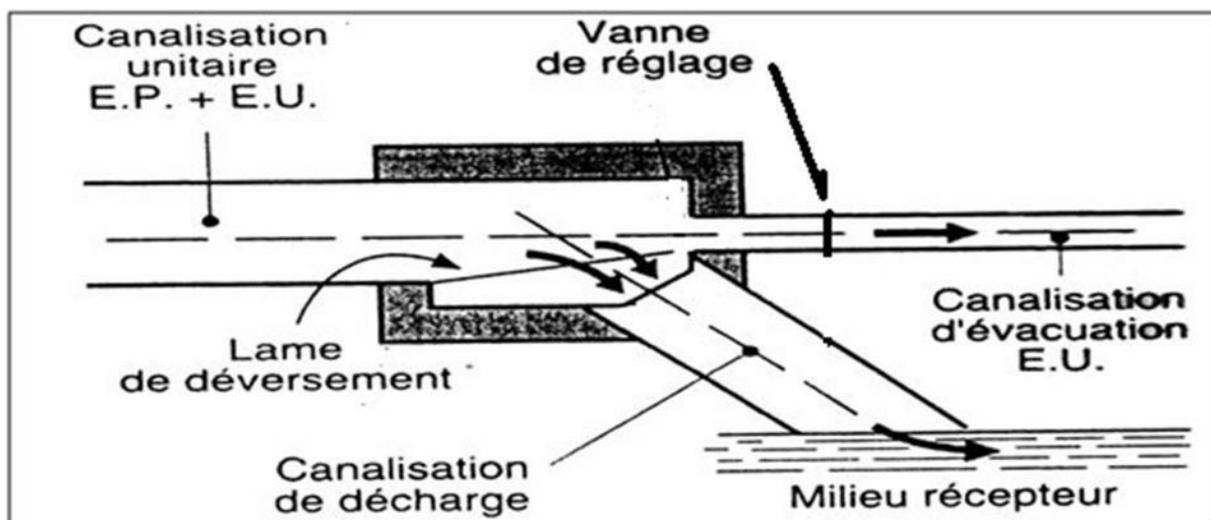


Figure VI.1 : Schéma d'un déversoir d'orage type latéral.

## Chapitre VI : Calcul Hydraulique

### VI.3.1. Calcul du déversoir d'orage

Après avoir calculé le débit au temps de pluie (en tient compte de la dilution) on a :

- ✓ Le débit achemine vers la station d'épuration:  $Q_{ptp} = 1855.41 \text{ m}^3/\text{h} = 0.515 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ Le débit pluvial de la zone d'étude (d'après la DHW de MASCARA)  $Q_{plv} = 2600 \text{ m}^3/\text{h} = 0.722 \text{ m}^3/\text{s}$

Donc le collecteur principal véhiculera un débit de :

$$Q_v = Q_{pte} + Q_{pl} \dots\dots\dots(VI.1)$$

$$Q_v = 0.515 + 0.722 = 1.237 \text{ m}^3/\text{s}$$

#### VI.3.1.1. A l'amont du déversoir

On calcule le diamètre du collecteur (en béton) qui véhiculera le débit d'eau total en 2045:

$$Q_v = 1,237 \text{ m}^3/\text{s} ; I = 2 \text{ \%}.$$

#### D'après l'abaque de Bazin (01et 02)

- ✓  $D_e = 800 \text{ mm}$  (diamètre à l'entrée du déversoir).
- ✓  $Q_{ps} = 1.28 \text{ m}^3/\text{s}$  (débit à pleine section).
- ✓  $V_{ps} = 2,5 \text{ m/s}$  (vitesse à pleine section).

Avec les paramètres hydrauliques :

$$r_Q = Q_v / Q_{ps} = 1,237 / 1.28 = 0,96 \text{ (rapport des débits)} \dots\dots\dots(VI.2)$$

$$r_H = H_e / D_e = 0.80 \Rightarrow H_e = 0,80. 800 = 640 \text{ mm (hauteur de remplissage)} \dots\dots(VI.3)$$

$$r_V = V / V_{ps} = 1.135 \Rightarrow V = 1,135. 2, 5 = 2.84 \text{ m/s (vitesse)} \dots\dots\dots(VI.4)$$

#### VI.3.1.2. A l'aval du déversoir (vers la station)

- ✓  $Q_{ptp} = 0,515 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓  $I = 2 \text{ \%}$

#### D'après l'abaque de Bazin (01et 02)

- ✓  $D_s = 600 \text{ mm}$ .
- ✓  $Q_{ps} = 0,58 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- ✓  $V_{ps} = 2.1 \text{ m/s}$ .

Avec les paramètres hydrauliques :

$$r_Q = Q_{ptp} / Q_{ps} = 0,515 / 0,58 = 0,89 \text{ (rapport des débits)}.$$

$$r_H = H_s / D_e = 0,73 \Rightarrow H_s = 0,73. 600 = 438 \text{ mm (hauteur de seuil)}.$$

✓  $rV = V / V_{ps} = 1,12 \Rightarrow V = 1.12. 2.1 = 2.352 \text{ m/s}$  (vitesse).

### **VI.3.1.3. Le débit déversé vers le milieu naturel ( $Q_d$ )**

$$Q_d = Q_v - Q_{ptp} = 1,237 - 0,515 = 0.722 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_d = \mathbf{0.722 \text{ m}^3/\text{s}}$$

### **VI.3.1.4. Dimensionnement du déversoir d'orage**

✓ La hauteur d'entrée  $H_e = 640 \text{ mm}$

✓ La hauteur de seuil  $H_s = 438 \text{ mm}$

✓ La lame d'eau déversée est donnée par :

$$H_d = (H_e - H_s) / 2 \dots\dots\dots(\text{VI.5})$$

$$H_d = (640 - 438) / 2 = 101 \text{ mm}$$

### **VI.3.1.5. La largeur du seuil déversant**

$$Q_{dev} = \frac{2}{3} * u * b * H_d (2g * H_d)^{0,5} \dots\dots\dots(\text{VI.6})$$

$$\text{Donc } b = (3 * Q_d) / 2u * (2g)^{1/2} * H_d^{3/2}$$

Avec :

✓ **u** : 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  $u = 0,6$ .

✓ **g** : L'accélération de la pesanteur  $\text{m}^2/\text{s}$ .

$$b = (3 * 0.722) / 2 * 0,6 * (2 * 9,81)^{1/2} * 0,101^{3/2} = 12.70 \text{ m} \qquad \qquad \qquad \mathbf{b = 12.70 \text{ m}}$$

On a trouvé que la largeur de seuil déversant est importante, donc on prend un double seuil déversant avec  $b = 6.5 \text{ m}$

## **VI.3. Le Relevage**

Dans notre cas, on aurait pu choisir la Vis-d'Archimède mais pour la difficulté de son installation et l'encombrement et son cout élevé nous optons pour les pompes centrifuge à rotor noyé (immergées).

Notre poste de relevage sera équipé de 4 pompes dont une de secours automatiquement fonctionnant par alternance et assurant le débit maximum de  $1854 \text{ m}^3/\text{h}$  (débit max par temps de pluie), et élevant l'eau jusqu'aux canaux du dégrillage fin.

### **VI.3.1. Dimensionnement du puisard**

Le puisard est de forme rectangulaire ;

## Chapitre VI : Calcul Hydraulique

$$V = Q_{\text{ptp}} * t_s / 4 * n \dots\dots\dots(\text{VI.7})$$

Avec :

- ✓  $Q_{\text{ptp}}$  : Débit total pompé.
- ✓  $t_s$  : temps de séjour ( $t_s=10$ minutes)
- ✓ La hauteur du puisard ne doit pas dépasser 5m, ( $2\text{m} \leq H \leq 5\text{m}$ ).
- ✓  $N$ = nombre de pompes

### VI.3.1.1. Volume

$$V = Q_{\text{ptp}} * t_s / 4 * n \dots\dots\dots(\text{VI.8})$$

- ✓  $Q_p = 1854 \text{ m}^3/\text{h}$ .
- ✓  $V = 1854 * 10 / 60 * 4 * 3 = 25.75 \text{ m}^3$   **$V = 25.75 \text{ m}^3$**

### VI.3.1.2. Surface

$$S = V/H \dots\dots\dots(\text{VI.9})$$

On prend  **$H = 4 \text{ m}$**

Donc :  $S = 25.75/4 = 6.43 \text{ m}^2$ .

### VI.3.1.3. Largeur

On fixe la longueur  $L=3\text{m}$  et on trouve la largeur

$$S_{\text{puisard}} = B * L \dots\dots\dots(\text{VI.10})$$

- ✓  $B$  : Largeur
- ✓  $L$  : longueur

**$L=3\text{m}$  et  $B=2.15\text{m}$**

### VI.3.2. La conduite de refoulement

$$H_g = c_{p2} - c_{p1} \dots\dots\dots(\text{VI.11})$$

**$H_g = 7 \text{ m}$**

- ✓  $H_g$  : Hauteur géométrique

On a :  $Q_{\text{ptp}} = 1854 \text{ m}^3/\text{h}$ .

D'après la formule de BONNIN :

$$D_{\text{eco}} = \sqrt{(Q_{\text{pt}}/3)} \text{ (m)} \dots\dots\dots(\text{VI.12})$$

$$Q_{\text{pte}} = 0,515 \text{ m}^3/\text{s} \Rightarrow D_{\text{eco}} = \sqrt{(0,515/3)} = 0,414 \text{ m}$$

## Chapitre VI : Calcul Hydraulique

---

Donc le diamètre normalisé est **D = 500mm**

La vitesse d'écoulement est :

$$V = 4.Q/\pi. D^2$$

$$V = \mathbf{0,90 \text{ m / s}}$$

### VI.3.3. Calcul de la hauteur manométrique de la pompe

Nous avons choisi le PEHD (Polyéthylène à haute densité), comme matériau pour notre conduite car il présente une bonne caractéristique du point de vue dureté, étanchéité et résistance à la corrosion et faible rugosité ....

Les diamètres disponibles sur le marché sont représentés sur le tableau ci –dessous :

**Tableau VI.1 : Les diamètres normalisés**

Diamètre (mm)	<b>110</b>	<b>125</b>	<b>160</b>	<b>200</b>	<b>250</b>	<b>315</b>	<b>400</b>	<b>500</b>
---------------	------------	------------	------------	------------	------------	------------	------------	------------

**Tableau VI.2. Les valeurs de K, m et β.**

Tuyau	K	M	β
Acier	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Fonte	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Amiante ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,774	1,77

Pour le PEHD, on a :

- ✓ K=0,001052
- ✓ m=4,774
- ✓ β=1,77

L'expression de perte de charge s'écrit :

$$\Delta H = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \dots\dots\dots(VI.13)$$

- ✓ K : coefficient de perte de charge (K=0,001051)
- ✓ Q : débit pompé qui est de 0,171m<sup>3</sup>/s

- ✓ L : longueur de la conduite
- ✓ D : diamètre de la conduite
- ✓  $\beta$  : coefficient dépendant du régime d'écoulement
- ✓  $\beta = 1,77$  pour le régime turbulent rugueux.
- ✓ m : coefficient dépendant du type de matériau de la conduite (m=4,774)

Donc :

$$\Delta H = \frac{0,001052 * 1.5 * 0.171^{1,77}}{0.5^{4,774}}$$

$$\Delta H = 1.89 * 10^{-3} \text{ m}$$

$$\text{Hmt} = \text{Hg} + \Delta H \quad \Rightarrow \quad \text{Hmt} = 7 + 0,00189 = \mathbf{7.00189 \text{ m}} \quad \mathbf{\text{Hmt} = 7.00189 \text{ m}}$$

### ***VI.3.4. Choix de la pompe***

On utilise des pompes d'assainissement pour le relevage des eaux usées du puisard vers l'ouvrage d'entrée. Donc pour choisir le type de pompe on utilise le catalogue **KSB (logiciel KSB)**.

D'après les critères du choix du type et nombre des pompes, nous optons pour 3 pompes et une pompe de secours.

La pompe choisie est **pompe monobloc** (Amarex KRT K 250-401/206XG-S)

Toutes les caractéristiques de la pompe et le moteur sont représentées sur la fiche technique de la pompe choisie.[Annexe2].

### ***VI.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).

Pour cela on doit connaître les paramètres suivants :

- ✓ Les longueurs des conduites.
- ✓ Les diamètres des conduites.
- ✓ Le débit qui est connu.

## Chapitre VI : Calcul Hydraulique

- ✓ La nature du matériau.
- ✓ Ainsi que la singularité des conduites de liaison.

Les Cotes moyennes du terrain naturel des zones d'implantation des ouvrages sont représentées sur le tableau ci –dessous :

**Tableau VI.3: Cotes moyennes du terrain naturel d'implantation des différents ouvrages de la station.**

Désignation des ouvrages	Côtes du terrain naturel (m)
Dégrilleur	36.39
Déssableur-déshuileur	36.30
Bassin d'aération	36.50
Décanteur secondaire	36.70
Bassin de désinfection	36.60
Le rejet	34.88

### VI.4.1. Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages

Nous avons choisi le PEHD, comme matériau qui présente aussi une bonne caractéristique de point de vue dureté, étanchéité et résistance à la corrosion et faible rugosité.

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

$$\Delta H_T = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} = C_{PA} - C_{PB}$$

Avec :

- ✓ K : coefficient de perte de charge
- ✓ Q : débit en m<sup>3</sup>/s ;(Q=0,172m<sup>3</sup>/s)
- ✓ L : longueur de la conduite (m)
- ✓ D : diamètre de la conduite (mm)
- ✓ β : coefficient dépendant du régime d'écoulement
- ✓ m : coefficient dépendant du type de matériau de la conduite
- ✓ C<sub>PA</sub> : Côte du plan d'eau au point A(m)
- ✓ C<sub>PB</sub> : Côte du plan d'eau au point B(m)

### VI.4.1.1. Diamètre

D'après la formule (VI.13) le diamètre est donné par cette formule :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}}$$

### VI.4.1.2. Longueurs des conduites

Pour les calculs des longueurs ; ils utilisent les longueurs équivalentes pour tenir compte des pertes de charges singulières.

$$L_{\text{éq}} = 1,15. L_{\text{réelle}} \dots\dots\dots(VI.14)$$

Dans notre cas on a des distances faibles donc on néglige les pertes de charges singulières c'est à dire on prend les longueurs réelles.

Les longueurs sont représentées sur le tableau suivant :

**Tableau VII.4. Longueurs réelles des conduites entre les ouvrages de la STEP.**

Ouvrages	L réelle (m)
<b>Dégrilleur -Déssableur-déshuileur</b>	30
<b>Déssableur-déshuileur - Bassin d'aération</b>	21.9
<b>Bassin d'aération - Décanteur II</b>	28.55
<b>Décanteur II - Bassin de désinfection</b>	37.85
<b>Bassin de désinfection - Rejet</b>	110.96

### VI.4.1.3. Calculs des cotes piézométriques des différents ouvrages

$$C_{pi} = C_{ri} + H_i$$

Avec :

- ↪  $C_{pi}$ : côte piézométrique de l'ouvrage i ;
- ↪  $C_{ri}$ : côte de radier de l'ouvrage i ;
- ↪  $H_i$  : hauteur de l'eau dans l'ouvrage i.

## Chapitre VI : Calcul Hydraulique

### ⇒ Calcul des pertes de charge dans les conduites :

Les pertes de charge des conduites reliant les différents ouvrages sont calculés par la formule suivante :

$$\Delta H = C_{p_{i+1}} - C_{p_i} \dots\dots\dots(VI.14)$$

### Remarque :

Toutes les canalisations seront dimensionnées de façon qu'en leurs impose une pente de 1 % pour permettre un bon écoulement de l'eau et assurer l'auto-curage avec une vitesse minimale de 0.6 m/s et éviter l'abrasion pour les vitesses supérieure à 5 m/s.

On néglige les pertes de charge singulière, donc on travaille seulement avec les pertes de charge linéaire.

Les calculs se résument dans le tableau suivant :

**Tableau VII.5. Récapitulatif des résultats de profile hydraulique**

Désignation	Cote terrain naturel (m)	Cote du radier (m)	Plan d'eau (m)	Cote piézométrique (m)	Longueur de la conduite (m)	Perte de charge (m)	Diamètre de la conduite (mm)
Dégrilleur	36.39	38	1	39	30	0.7	300
Dégraisseur-déssableur	36.30	35.8	2.5	38.3	21.9	0.24	400
Bassin d'aération	36.50	34.26	3.5	37.76	28.55	0.1	500
Clarificateur	36.60	34.16	3.5	37.66	37.85	0.13	500
Bassin de désinfection	34.88	35.03	2.5	37.53			

### ***VI.5.Conclusion***

Ce chapitre nous a permis de déterminer les différents diamètres des conduites reliant les ouvrages de la station d'épuration ainsi que les côtes piézométriques et les côtes radier afin d'assurer le bon fonctionnement de la station d'un point de vue hydraulique.

D'après l'élaboration de ce chapitre on remarque que les cotes piézométriques presque les mêmes, alors la ligne piézométrique est presque une ligne droite.



# *Chapitre VII*

*Aspect économique*

### **VII .1.Introduction**

Après avoir terminé d'établir les différentes filières de traitement d'eaux usées, on est tenu d'évaluer son aspect économique dans le but d'estimer le coût d'investissement du projet, à cet effet on doit faire un calcul économique de la filière étudiée qui est la faible charge.

Cette estimation est basée sur le coût de réalisation du génie civil des ouvrages constituant la STEP ainsi que la fourniture et le montage des équipements et des coûts d'exploitation de cette station.

Vue le manque des renseignements sur l'évolution des prix relatifs aux travaux de génie civil (coût de terrassement et prix du mètre cube de béton armé), nous limitons notre travail dans l'horizon 2035 seulement.

### **VII .1.Le coût d'investissement**

Il est composé de :

1. Coût des travaux de génie civil (terrassement et coût des ouvrages en béton).
2. Les équipements (racleurs, turbine, pompes aérateurs, tuyauterie...).

$$C_{ti} = C_{gc} + C_{eq} + C_{vrd} \dots \dots \dots (VII.1)$$

### **VII .2.Le coût de fonctionnement**

Il est composé de :

1. Coût d'exploitation courante
2. Coût de renouvellement du matériel électromécanique.
3. Frais financiers et de la main d'œuvre.

### **VII .3.Cout de la variante à moyenne charge**

#### **VII.3 .1.Cout d'investissement**

- **Coût de terrassement :**

L'épaisseur de la couche végétale sera estimée à 30 cm

Le prix du mètre cube de terrassement sera évalué à 350 DA.

On calculera le volume de la couche végétale par l'expression :

$$V = 0,3 \times S_{hi} \dots \dots \dots (VII.2)$$

## Chapitre VII : Aspect Economique

Avec :

$S_{hi}$  : Surface horizontale de l'ouvrage considéré.

Le coût d'un ouvrage sera donc :

$$C = 350 \times V \dots\dots\dots(VII.3)$$

Avec :

V : Volume de terrassement de l'ouvrage considéré.

**Tableau VII.1 : Le coût de terrassement de chaque ouvrage**

Ouvrages	Nombre	Volume (m <sup>3</sup> )	Coût (DA)
Dégrilleur	2	0.724	253.4
Dessableur-déshuilleur	1	23.472	8215.2
Décanteur primaire	1	176.04	61614
Bassin d'aération	3	511.6	179077.5
Décanteur secondaire	1	132.0	46210.5
Bassin de désinfection	1	50.295	17603.25
Epaississeur	1	52.614	18414.9
Lit de séchage	10	4800	1680000

Le coût total du terrassement est  **$C_t = 2011388.75$  DA**

- **Coût du béton armé :**

Le coût du mètre cube de béton est estimé actuellement  $P_u = 40\ 000$  DA Le coût du béton sera donc :

$$C_b = P_u \times V_{tb} \dots\dots\dots(VII.4)$$

1. Epaisseur des murs des ouvrages  $e_m = 0,15$  à  $0,4$  m on prend  $e_m = 0,2$  m
2. Epaisseur du radier des ouvrages est prise  $e_r = 0,3$  à  $0,4$  m on prend  $e_r = 0,3$  m
3. Le mètre cube de béton contient en moyenne (40 à 100) Kg de fer.
4. Le kilogramme de fer coûte actuellement 75 DA (On prendra la valeur 80 Kg de fer / m<sup>3</sup> de béton).

## Chapitre VII : Aspect Economique

Le coût de béton ferrailé est de :

- ✓  $C_t = C_b + C_f$
- ✓  $C_b = 40\ 000\ \text{DA}$
- ✓  $C_f = 75 \times 80 = 6\ 000\ \text{DA}$

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

- ✓  $C_t = 46\ 000\ \text{DA}$

$$V_r = e_r \times S_h \dots\dots\dots(\text{VII.5})$$

$$V_m = e_m \times P \times H \dots\dots\dots(\text{VII.6})$$

Avec :

- ↪  $V_r$  : Volume du béton pour le radier de chaque ouvrage
- ↪  $V_m$  : Volume du béton des murs de chaque ouvrage
- ↪  $P$  : périmètre de l'ouvrage
- ↪  $H$  : hauteur de l'ouvrage

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

Ouvrages	Nombre	Volume $V_{br}$	Volume $V_{bm}$	Volume $V_{tb}$	Coût $C_{bf}$ (DA)
Dégrilleur	2	0.724	1.824	2.548	117208
Dessableur-déshuilleur	1	23.472	18.75	42.222	1942212
Décanteur primaire	1	176.04	66.8192	242.8592	11171523.2
Bassin d'aération	3	511.65	281.7792	793.4292	36497743.2
Décanteur secondaire	1	132.03	59.5344	191.5644	8811962.4
Bassin de désinfection	1	50.295	38.444	88.739	4081994
Epaississeur	1	52.614	28.1658	80.7798	3715870.8
Lit de séchage	10	4800	44.8	4844.8	222860800

Le coût total du béton armé est  $C_{t\ ba} = 289199313.6\ \text{DA}$

• **Coût totale du génie civil :**

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

$$C_{gc} = C_t + C_{t\ ba} \dots\dots\dots(\text{VII.7})$$

**$C_{gc} = 291210702.4\ \text{DA}$**

- **Cout du VRD**

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

$$C_{VRD} = 0,25 \times C_{gc} \dots\dots\dots(VII.8)$$

$$C_{VRD} = 72802675.59 \text{ DA}$$

- **Coût des équipements électromécanique et électriques et des installations hydromécaniques :**

$$C_{\acute{e}q} = 0.4 \times (C_{gc} + C_{VRD}) \dots\dots\dots(VII.9)$$

$$C_{\acute{e}q} = 145605351.2 \text{ DA}$$

- **Coût total des investissements de la station :**

$$C_{ti} = C_{gc} + C_{VRD} + C_{\acute{e}q} \dots\dots\dots(VII.10)$$

$$C_{ti} = 509618729.1 \text{ DA}$$

### *VII.3 .2. Coût de fonctionnement*

- **Le coût de main d'œuvre :**

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

$$C_{mo} = 0,05 \times C_{ti} \dots\dots\dots(VII.11)$$

$$C_{mo} = 25480936.46 \text{ DA}$$

- **Le coût de l'énergie (consommation électrique) :**

Les frais d'énergie sont calculés par l'expression suivante :

$$C_e = P_u \times E_c \dots\dots\dots(VII.12)$$

Avec :

↳  $P_u$  : prix unitaire du Kwh,  $P_u = 4,18 \text{ DA}$

↳  $E_c$  : énergie totale consommée (Kwh),  $E_c$  est estimé à  $1,7 \text{ Kwh/m}^3$

## Chapitre VII : Aspect Economique

---

$$C_e = Q \times C_e' = Q \times P_u \times E_c \dots\dots\dots(VII.13)$$

Avec :

↳ Q : le débit annuel qui sera traité en l'an 2035 qui est égale à 8042.83 m<sup>3</sup>/j

$$C_e = 8042.83 \times 365 \times 4,18 \times 1,7 = \mathbf{34244489.07 \text{ DA/an}}$$

- **Le coût des réactifs chimiques :**

⇒ Le prix de m<sup>3</sup> d'eau de javel est de 2958,23 DA/m<sup>3</sup>

Calculons le prix annuel de l'hypochlorite « NaClO »

$$C_{\text{chlore}} = V_a \cdot P_u \dots\dots\dots(VII.14)$$

$$C_{\text{chlore}} = 586.8 \times 2958,23 = \mathbf{1735889.364 \text{ DA/an}}$$

- **Le coût de renouvellement du matériel électromécanique :**

Il est estimé à :

$$C_{\text{rm}} = 0.05 \times C_{\text{ti}} \dots\dots\dots(VII.15)$$

$$C_{\text{rm}} = \mathbf{25480936.46 \text{ DA}}$$

- **Le coût des frais financiers :**

Il est estimé à :

$$C_{\text{ff}} = 0.05 \times C_{\text{ti}} \dots\dots\dots(VII.16)$$

$$C_{\text{ff}} = \mathbf{25480936.46 \text{ DA}}$$

- **Le coût de fonctionnement total :**

$$C_{\text{ft}} = C_{\text{mo}} + C_e + C_{\text{chlore}} + C_{\text{rm}} + C_{\text{ff}} \dots\dots\dots(VII.17)$$

$$C_{\text{ft}} = \mathbf{112423187.8 \text{ DA}}$$

## Chapitre VII : Aspect Economique

---

### *VII.3 .3. Calcul du prix du m3 d'eau traitée*

Le volume total annuel d'eau traité en l'an 2035 est de :

$$V_a = 365 \times 8042.83 = 2935632.95 \text{ m}^3/\text{an}$$

Le coût d'amortissement annuel

$$C_{aa} = C_i / t \dots\dots\dots(VII.18)$$

t : durée d'amortissement t = 21 ans

$$C_{aa} = 24267558.52 \text{ DA.}$$

### *VII.3 .4. Le cout total de la station*

$$C_{t\ st} = C_{aa} + C_{ft} \dots\dots\dots(VII.19)$$

$$C_{t\ st} = 136690746.32 \text{ DA}$$

### *VII.3 .5. Le coût de m<sup>3</sup> d'eau épurée*

$$C_e = C_{t\ st} / V_a \dots\dots\dots(VII.20)$$

$$C_e = 46.56 \text{ DA}$$

### *VII.3 .6. Le coût du m3 d'eau sans les frais d'amortissement*

$$C_{e'} = C_{ft} / V_a \dots\dots\dots(VII.21)$$

$$C_{e'} = 38.3 \text{ DA}$$

$$\text{Total} = 646309475.42 \text{ DA}$$

## Chapitre VII : Aspect Economique

**Tableau VII.3 : Résultats de la variante moyenne charge**

Désignation	Unité	Coûts
<b>Coût d'investissement</b>		
Coût de terrassement	DA	2011388.75
Coût total du béton armé	DA	289199313.6
Coût totale du génie civil	DA	291210702.4
Coût des VRD	DA	72802675.59
Coût des équipements électromécanique et électriques et des installations hydromécaniques	DA	145605351.2
Coût total des investissements de la station	DA	509618729.1
<b>Coût de fonctionnement</b>		
Le coût de main d'œuvre	DA	25480936.46
Le coût de l'énergie	DA/an	34244489.07
Le coût des réactifs chimiques	DA/an	1735889.364
Le coût de renouvellement du matériel électromécanique	DA	25480936.46
Le coût des frais financiers	DA	25480936.46
Le coût de fonctionnement total	DA	112423187. 8
Calcul du prix du m <sup>3</sup> d'eau traitée	DA	24267558.52
Le coût total de la station	DA	136690746.32
Le coût de m <sup>3</sup> d'eau épurée	DA	20.9
Le coût du m <sup>3</sup> d'eau sans les frais d'amortissement	DA	16.8
Total	DA	646309475.42

### ***VII .4.Cout de la variante à faible charge***

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau au-dessous

**Tableau VII.4 : Résultats de la variante faible charge**

Désignation	Unité	Coûts
<b>Coût d'investissement</b>		
Coût de terrassement	DA	3209617.25
Coût total du béton armé	DA	450261472.5
Coût totale du génie civil	DA	453471089.7
Coût des VRD	DA	113367772.4
Coût des équipements électromécanique et électriques et des installations hydromécaniques	DA	226735544.9
Coût total des investissements de la station	DA	793574407

## Chapitre VII : Aspect Economique

<b>Coût de fonctionnement</b>		
Le coût de main d'œuvre	DA	39678720.35
Le coût de l'énergie	DA/an	34244489.07
Le coût des réactifs chimiques	DA/an	1735889.364
Le coût de renouvellement du matériel électromécanique	DA	39678720.35
Le coût des frais financiers	DA	39678720.35
Le coût de fonctionnement total	DA	155016539.5
Calcul du prix du m <sup>3</sup> d'eau traitée	DA	24267558.52
Le coût total de la station	DA	179284098
Le coût de m <sup>3</sup> d'eau épurée	DA	61.0
Le coût du m <sup>3</sup> d'eau sans les frais d'amortissement	DA	52.80
Total	DA	972858505

### ***VII .5.Conclusion***

L'estimation du cout total de la STEP conduit à une évaluation du mètre cube d'eau épurée plus au moins proche de la réalité. Cette approche, nous a conduits à avoir une estimation du m<sup>3</sup> d'eau épurée. L'investissement consenti ne peut être que rentable à long terme, du fait que les eaux traitées serviront à l'irrigation des terres agricoles, qui auparavant était réalisée, en prélevant sur les eaux traitées destinées à la population.

Aussi les eaux rejetées dans l'Oued posaient un véritable problème sur la santé publique du fait que la pollution des eaux crée des maladies dont les traitements sont très onéreux.



# *Chapitre VIII*

*Gestion et exploitation de la station  
d'épuration*

## Chapitre VIII : Gestion et exploitation de la station d'épuration

---

### ***VIII .1.Introduction***

Le maintien en parfaite état des différents ouvrages de la station d'épuration et la garantie des performances épuratoires, reposent, avant tout, sur la qualité de l'exploitation qui est mise en œuvre, 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.

### ***VIII .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 (DBO<sub>5</sub>)
- 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

## Chapitre VIII : Gestion et exploitation de la station d'épuration

---

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

### ***VIII .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 où 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 à exiger une attention distinctive afin d'assurer de façon continue l'épuration conforme des effluents. Elle doit s'exercer à plusieurs niveaux :

#### ***VIII.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.

## Chapitre VIII : Gestion et exploitation de la station d'épuration

---

- 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.

### ***VIII.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 décantation, 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.

### ***VII.4. Entretien des ouvrages***

#### ***VIII.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.

## Chapitre VIII : Gestion et exploitation de la station d'épuration

---

### ***VIII.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.

### ***VIII.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.

### ***VIII.4.4.Clarification***

- Maintenir le clarificateur en état de propreté.
- Vérifier tous les six mois le bon fonctionnement des dispositifs de pompages 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.

### ***VIII.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.

### ***VIII.4.6.Lits de séchage***

- Préalablement à l'épandage des boues liquides, le lit de sable devra être soigneusement désherbé et ratissé afin de dépasser la masse filtrante et la régulariser.

## Chapitre VIII : Gestion et exploitation de la station d'épuration

---

- 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 colmatés ou brisés).
- Entre deux épandages de boues, le lit pourra être protégé par un film plastique destiné à éviter la prolifération de la végétation et le tassement des matériaux filtrants par les précipitations.

### ***VIII.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 surversées et des boues épaissies.
- Relever les volumes des boues soutirées des épaississeurs.
- Vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôler les structures immergées.

### ***VIII.5.Risques pour l'homme***

Le personnel qui travaille de façon permanente ou occasionnelle dans les usines d'épuration peut être exposé à plusieurs types de risques :

#### **A. Chutes ou glissades**

Ces risques comptent parmi les accidents les plus fréquents. Le risque de glissade aux abords d'un bassin ou d'une fosse peut s'accompagner d'un risque de noyade.

#### **B. Risques mécaniques**

Risques d'entraînement, d'écrasement, de cisaillement, de chocs liés au fonctionnement des machines : dégrilleurs, vis de relevage, bandes transporteuses, ponts racleurs, pompes... Ces risques sont d'autant plus nombreux que les installations comprennent des pièces mobiles. Du fait de leur démarrage cyclique ou automatique, et en l'absence de protection particulière, ces installations présentent des risques pour toute personne susceptible de s'en approcher.

## Chapitre VIII : Gestion et exploitation de la station d'épuration

---

### **C. Risques liés à la manutention**

Contusions, écrasements, lombalgies peuvent résulter de la manœuvre de pièces lourdes : manutention de trappes ou de tampons, démontage de moteurs, de turbines, de pompes, enlèvement de bennes à déchets...

### **D. Risques électriques**

L'environnement spécifique de ces usines (présence d'eau, humidité ambiante, produits corrosifs...) peut entraîner un vieillissement rapide des installations et être à l'origine de risques électriques.

### **E. Risque d'incendie**

Le risque est lié principalement aux installations spécifiques : chaudières, installations de séchage des boues, stockage de produits inflammables... Mais une inflammation des refus de dégrillage ou de déshuilage, une défaillance d'une installation électrique est toujours possible.

### **F. Risque d'explosion**

En règle générale, ce risque résulte de la présence de méthane ou d'hydrogène sulfuré à des concentrations dangereuses dans un espace confiné. Ces gaz proviennent principalement de la fermentation des matières organiques :

- dans le digesteur de boues (fermentation dirigée et intentionnelle),
- dans des canalisations mal curées (fermentation accidentelle),
- au stockage des boues (fermentation accidentelle).

Le déversement accidentel ou sauvage de produits chimiques (hydrocarbures, solvants...) dans le réseau d'égouts, peut aussi entraîner un risque d'explosion, notamment dans les ouvrages en tête d'usine.

### **G. Risques toxiques**

Outre le risque d'une contamination accidentelle de l'effluent par des produits toxiques, ces risques sont liés à l'utilisation des produits employés pour le traitement des eaux et des boues, ainsi qu'à la présence de gaz toxiques

## Chapitre VIII : Gestion et exploitation de la station d'épuration

---

### *VIII.6. Disposition générale*

Le préposé à l'exploitation d'une station de traitement a la responsabilité d'assurer à son personnel un milieu de travail sur et salubre. Parmi les moyens à caractère général qu'il doit prendre, il convient de signaler les suivants :

- conserver un dossier précis et complet sur chaque accident de travail,
- assurer la disponibilité et le bon ordre de tous les dispositifs de protection jugés nécessaire à la sécurité y compris les trousse de premiers soins,
- maître en évidence les numéros de téléphone de divers services d'urgence,
- se familiariser avec la réglementation gouvernementale portant sur la sécurité en milieu de travail,
- voir à la formation de tous les membres du personnel en ce qui a trait à la sécurité,
- mettre au point en ce qui concerne l'exploitation et l'entretien des modes épuratoires tenant compte de la sécurité, promulguer des règles à suivre et veiller à leur respect,
- encourager le personnel à suivre des cours de secourisme, veiller à l'entretien ménager et bon ordre.

### *VIII.7. Conclusion*

Gérer et exploiter une STEP reposent essentiellement sur deux (02) critères que l'exploitant doit impérativement respecter et appliquer rigoureusement :

- 1- l'entretien permanent de l'ensemble des ouvrages de la STEP permet d'exploiter la station dans de très bonnes conditions et contribuer ainsi à ses performances et à l'augmentation de sa durée de vie ;
- 2- l'hygiène et la sécurité dans le travail est un paramètre important car il y va de la santé et même de la vie de l'ensemble du personnel de la station.

## ***REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES***

(Norme Iso690)

**GAÏD, Abdelkader.** Epuration biologique des eaux usées urbaines, tome 1 et 2, OPU, Alger, 1984.

**DEBICHE, Yassine.** MEF : Conception de la station d'épuration des deux villes AIN TAGHROUT et BIR KASD ALI (W.BBA), ENSH, promotion 2013-2014.

**Office International de l'eau.** Conception / dimensionnement : Le traitement par boues activées, disponible sur : DFE/CNFME/L:\utilisat\JP\F07\DOCPDA~1\Traitement par boues activées RP F7, doc\05/04/2005.

**BOUTIN, B et MERCIER, PN.** Traitement des eaux usées, 1984.

**CARLIER.** Hydraulique générale et appliquée, EYROLLS, 1986.

**Office National de l'Assainissement ONA.** Offre financier-Détails estimatif et quantitatif, 2015.

**DEGREMONT.** Mémento technique de l'eau, Tome 1, 10<sup>ème</sup> édition, 2005.

**EDELIN, E.** L'épuration biologique des eaux résiduaires, 1980.

**AOUABED.A.** Cours de perfectionnement en traitement des eaux, université de Blida, 2009.

**HOULI, Samia.** Thèse : étude des performances épuratoires de la station d'épuration de Béni Merad, W. Blida, 1990.

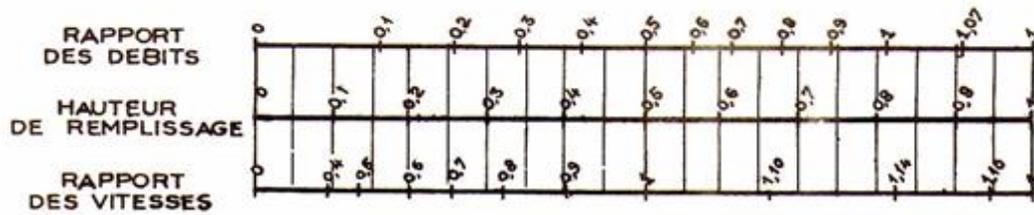
**CARDOT, C.** Les traitements de l'eau. Procédés physico-chimiques et biologique cours et problèmes résolus, ELLIPSES, 2010.

# ANNEXE 1

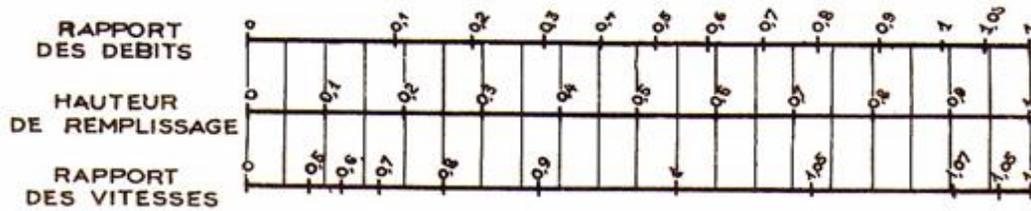
## VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

### a) Ouvrages circulaires

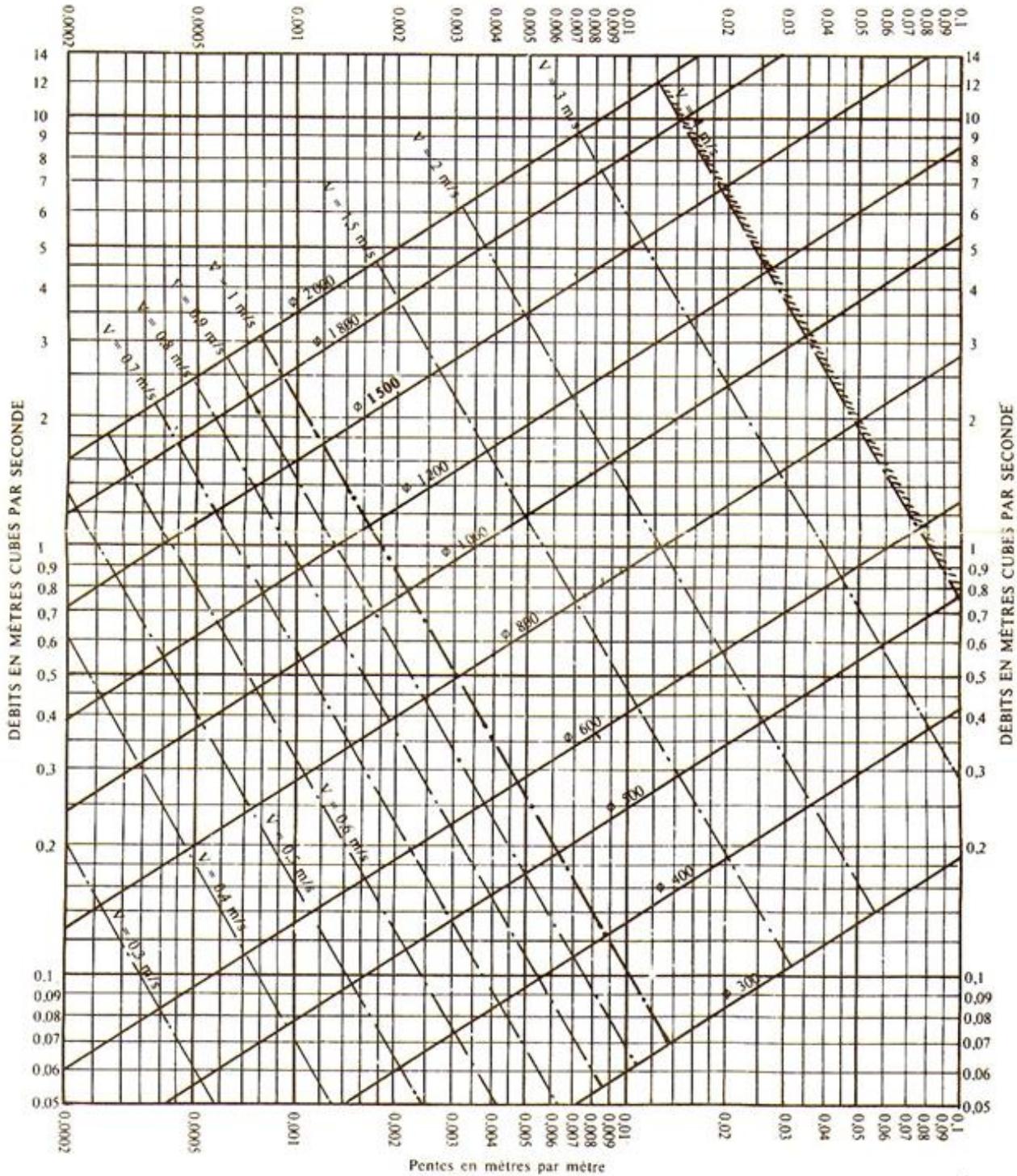


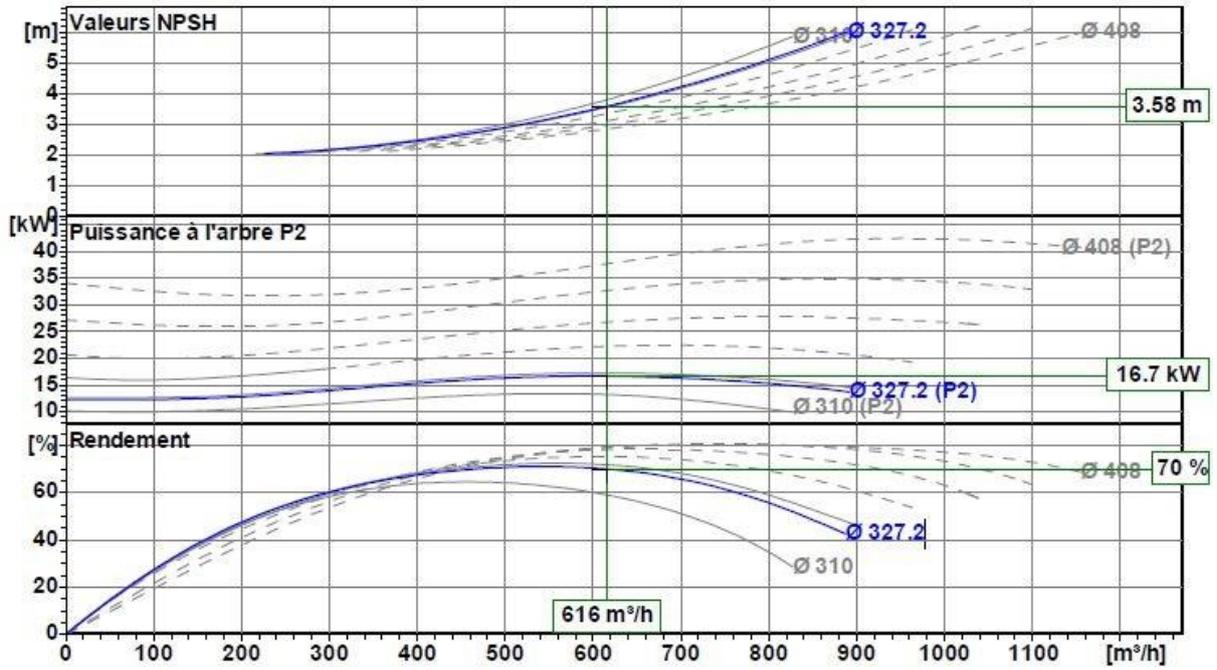
### b) Ouvrages ovoïdes normalisés



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

**RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF**  
(Canalisations circulaires – Formule de Bazin)





Courbe caractéristique de la pompe choisie

## ANNEXE 2

### Feuille de données

#### Type de pompes

#### Amarex KRT K 250-401/206XG-S

#### Caractéristiques techniques

Débit	616	m <sup>3</sup> /h	Fluide
Hauteur mano.	7	m	Densité 0.99819 kg/dm <sup>3</sup> Viscosité 1.0004 mm <sup>2</sup> /s <sup>-1</sup>
Vitesse de fonctionnement	960	1/min	Température 20 °C
Puissance absorbée	16.7	kW	
Rendement	70	%	
NPSH requis de la pompe	3.58	m	
Hauteur manométrique H(Q=0)	14.4	m	
Plage d'utilisation	Hauteur mano.		Débit
	De	m	m <sup>3</sup> /h
	A	m	m <sup>3</sup> /h

#### Type de construction

Constructeur	KSB	Type de roue	Roues multicanales
Type de construction	Pompe submersible		Fermé
Gamme	Amarex KRT K	Diamètre de roue	327 mm Maxi. 408 mm
Taille	250-401		Min. 310 mm 105 mm
Nombre d'étages	1		
Numéro de courbe	K42501/1	Passage libre	

Paliers	Paliers à roulement
Nombre de paliers	2
Lubrification	Lubrification à la graisse, lubrifié à vie
Tubulure d'aspiration	Pression nom. —
	Diamètre nom. de conduite DN 250
	Normalisé —
Tubulure de refoulement	Pression nom. PN 10
	Diamètre nom. de conduite DN 250
	Normalisé EN 1092-2

Tubulure d'aspiration : pompe, tubulure de refoulement : coude à bride

#### Matériaux

Carter de pompe	Fonte grise EN-JL1040
Couvercle de pression	Fonte grise EN-JL1040
Roue Arbre	Fonte grise EN-JL1040
Support de palier	Acier inoxydable EN-1.4021+QT800
Carter moteur Vis, écrous	Fonte grise EN-JL1040
	Fonte grise EN-JL1040
	Acier inoxydable EN-1.4571 (A4)
Douille protection	
Bague à fonte	
	Fonte grise EN-JL1030
Bague à bille	
Anneaux toriques	Caoutchouc nitrile