

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR
HYDRAULICS

"The Mujahid Abdellah ARBAOUI"



المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"

ⵎⵓⵙⵙⵓⵏⵉ ⵎⵓⵙⵙⵓⵏⵉ ⵏ ⵏⵉⵙⵏⵉⵏ ⵏ ⵏⵉⵙⵏⵉⵏ ⵏ ⵏⵉⵙⵏⵉⵏ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: Réutilisation des eaux non conventionnelle

THEME :

**ETUDE COMPARATIVE DE DEUX FILIERES
D'EPURATION EN VUE D'UN DIMENSIONNEMENT
D'UNE STEP POUR LA COMMUNE DE MERS EL KEBIR
(W.ORAN)**

Présenté par :

MOUSSAOUI Imene

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
DJOUDAR Dahbia	M.C.A	Présidente
BETATACHE Hayat	M.C.B	Examinatrice
TAFAT Leila	M.A.A	Examinatrice
KHALED/HOULI Samia	M.A.A	Promotrice

Session Décembre 2020

Dédicace

A ma très chère mère

Quoi que je fasse ou quoi que je dise, je ne saurai point te remercier comme il se doit. Ton affection me couvre, ta bienveillance me guide et tu n'as jamais cessé de me soutenir et de m'encourager durant toutes les années de mes études, tu as été toujours à mes côtés pour me consoler quand il fallait. En ce jour mémorable, pour moi ainsi pour toi, reçoit ce travail en signe de ma vie reconnaissance et ma profonde estime. Puisse le tout puissant te donner santé, bonheur et longue vie afin que je puisse te combler à mon tour.

A mon très cher père

Tu as toujours été à mes côtés pour me soutenir et m'encourager, tu as su m'inculquer le sens de la responsabilité, de l'optimisme et de la confiance en soi face aux difficultés de la vie. Tes conseils, ta patience et ta compréhension sont pour moi le soutien indispensable que tu as toujours su m'apporter. Que Dieu le tout puissant te préserve, t'accorde santé, bonheur et te protège de tout mal.

A mes très chers frères Abdelhak, Aissa et Amine, mon neveu Iskander et ma belle-sœur Amina.

A toutes mes tantes, mes cousines et mes cousins.

A ma très chère confidente, à la personne qui m'a soutenu quand personne ne la fait Yasmine, à tous mes amies en particulier à Kawther, Chaima et malak

Puisse Dieu vous donne santé, bonheur, courage et surtout réussite.

Remerciement

Je remercie tout d'abord le bon dieu qui m'a donné le courage et la patience pour terminer ce modeste travail.

Je tiens à remercier Mme HOULI Samia, ma promotrice de projet de fin d'étude à l'ENSH, qui m'a suivi tout au long de cette période et m'a conseillé sur l'orientation que celui-ci devrait prendre, elle a été toujours à mes côtés je n'oublierai jamais son soutien morale ainsi que physique.

Madame addada.H, ingénieur à DRE Oran, pour sa collaboration en me fournissant des données précises sur mon travail.

L'ensemble des enseignants qui m'ont suivi durant mon cycle d'étude.

Mon respect aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier mon travail. Et Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de ce projet.

ملخص

الغرض الرئيسي من هذا العمل هو القيام بالمقارنة بين تقنيتين من عملية تطهير مياه الصرف الصحي ألا وهما عملية الحمأة المنشطة منخفضة الحمل وعملية البحيرة الهوائية من أجل دراسة حجم محطة معالجة مياه الصرف الصحي المنزلية لمدينة المرسى الكبير (ولاية وهران) في الواقع، يتم توجيه المياه العادمة من هذا التكتل مباشرة إلى البيئة الطبيعية ما الذي يسبب مشكلة حرجة على هذا السبيل، تم إجراء دراسة نظرية تقنية مفصلة. تم تحديد اختيارنا لعملية الحمأة المنشطة ذات الحمولة المنخفضة والتي تعد الأكثر ملاءمة في منطقتنا الكلمات المفتاحية: التهوية، الحمأة المنشطة، التحجيم، دراسة مقارنة، مرسي الكبير

Résumé : Le but principal de notre travail est la comparaison entre deux techniques d'épuration qui sont la boue activée à faible charge et le lagunage aéré afin de dimensionner une station d'épuration pour traiter les eaux usées domestique de la ville de Mers El Kebir (W.Oran). En effet, les eaux usées issues de cette agglomération sont directement déversées dans le milieu naturel ce qui cause des problèmes critique. Pour ce faire, une étude théorique et technique détaillée a été réalisée. Notre choix s'est fixé pour le procédé de boue activée à faible charge qui est le plus adapté dans notre zone.

Mot clés : Lagunage aéré, boue activée, dimensionnement, étude comparative, Mers El kebir

Abstract: The objective of our work is to do a comparison between two treatment techniques; the low load activated sludge and aerated lagooning to dimension a wastewater treatment in order to treat domestic wastewater of Mers El Kebir (C.Oran). Indeed, the wastewater from this agglomeration is discharged directly into natural environment, which causes critical problems. Finally, a theoretical and a technical study has been carried out. Our choice was for the low load activated sludge process that is the most suitable in our area.

Keywords: Aerated lagooning, activated sludge, dimensioning, comparative study, Mers el kebir

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Généralités sur les eaux usées

I.1 Introduction	1
I.2 Définition des eaux usées	1
I.3 Origine des eaux usées	1
I.3.1 Eaux usées domestiques	1
I.3.2 Eaux usées industrielles.....	1
I.3.3 Les eaux agricole	2
I.3.4 Eaux pluviales.....	2
I.4 Pollution des eaux usées	3
I.5 Caractéristiques des eaux usées	4
I.5.1 Paramètres organoleptiques	4
I.5.1.1 Couleur	4
I.5.1.2 Turbidité.....	4
I.5.2 Paramètres Physico-chimiques	4
I.5.2.1 Température.....	4
I.5.2.2 Matière en suspension (MES).....	4
I.5.2.3 Potentiel Hydrogène (pH).....	5
I.5.2.4 Demande biologique en oxygène (DBO)	5
I.5.2.5 Demande chimique en oxygène (DCO).....	5
I.5.2.6 Oxygène dissous (OD).....	5
I.5.2.7 Conductivité.....	6
I.5.2.8 Azote.....	6
I.5.2.9 Nitrates.....	6
I.5.2.10 Phosphore	7
I.5.2.11 Sulfate.....	7
I.5.3 Paramètres Microbiologiques	7
I.5.3.1 Coliformes totaux	7
I.5.3.2 Coliformes fécaux.....	8
I.5.3.3 Streptocoques fécaux.....	8

I.5.3.4 Virus	8
I.5.3.5 Bactéries	8
I.5.3.6 Protozoaires	9
I.5.3.7 Helminthes	9
I.6 Normes de rejets	9
I.7 Conclusion	11

Chapitre II : Différents Procédés d'épuration des eaux usées

II.1 Introduction	13
II.2 Procédés d'épuration des eaux usées	13
II.2.1 Prétraitements	13
II.2.1.1 Dégrillage	14
II.2.1.2 Dessablage	15
II.2.1.3 Déshuilage et dégraissage	16
II.2.2 Traitement primaire	16
II.2.2.1 Décantation physique (naturelle)	17
II.2.2.1.1 Types des décanteurs	17
II.2.2.2 Décantation physico-chimique	18
II.2.3 Traitement biologique	19
II.2.3.1 Procédés extensifs	20
II.2.3.1.1 Lagunage	20
II.2.3.1.1.1 Le lagunage aérobic naturel	20
II.2.3.1.1.2 lagunage aéré	21
II.2.3.1.1.3 Lagunage anaérobic :	23
II.2.3.2 Procédés intensifs	23
II.2.3.2.1 Lit bactérien (culture fixe)	23
II.2.3.2.2 Disque biologique (culture fixe)	24
II.2.3.2.3 Procédé à boue activée	24
II.2.4 Décantation secondaire	28
II.2.5. Traitement tertiaire	28
II.2.5.1 Déphosphatation	28
II.2.5.2 Elimination des matières azotées	29
II.2.5.3 Désinfection	29

II.2.6 Traitement des boues.....	30
II.2.6.1 Epaissement des boues.....	30
II.2.6.2 Stabilisation.....	30
II.2.6.3 Déshydratation	31
II.2.6.4 Incinération des boues.....	31
II.3 Les critères de choix d'un procédés d'épuration.....	32
II.3.1 La surface disponible pour le projet.....	32
II.3.2 L'environnement du site.....	32
II.3.3 Destination des effluents traité et usage du milieu récepteur.....	32
II.3.4 Quantité et qualité d'effluents à traiter.....	33
II.3.5 Alimentation en électricité	33
II.3.6 Facilités d'accès routier.....	33
II.3.7 Nature du sol et du sous-sol	33
II.3.8 Projets d'extension	33
II.3.9 Structure en charge d'exploitation	33
II.4 Conclusion.....	33

Chapitre III : Présentation de la zone d'étude

III.1 Introduction.....	35
III.2 Situation géographique	35
III.3 Situation géologique	36
III.4 Aperçu sismique.....	37
III.5 Situation démographique	38
III.6 Réseau Hydrographique.....	39
III.7 Situation Topographique.....	40
III.8 Situation Climatique	40
III.8.1 Précipitations mensuelles.....	40
III.8.2 Régime pluviométrique.....	40
III.8.3 Températures.....	40
III.8.4 Vents	41
IV.8.5 Insolation	42
III.8.6 Evaporation	42
III.9 Infrastructure, Activités agricoles et industrielles	42

III.9.1 Infrastructures	42
III.9.1.1 Infrastructure Routière	42
III.9.1.1.1 Chemins de Wilaya	42
III.9.1.2 Equipements.....	42
III.9.2 Activités agricoles.....	43
III.9.3 Activités industrielles et énergie	43
III.10 Situation hydraulique	43
III.10.1 Situation actuelle de l'assainissement.....	43
III.10.2 Situation de l'AEP	44
III.10.2.1 Estimation théorique des besoins en eau potable.....	44
III.10.3 Qualité des eaux usées	45
III.10.3.1 Paramètres analysés	46
III.10.4 Les résultats des analyses.....	46
III.10.5 Interprétation des résultats	46
III.11 Conclusion	47

Chapitre IV : Réutilisation des eaux épurées de la station

IV.1 Introduction.....	48
IV.2 Réutilisation des eaux épurées à l'irrigation.....	48
IV.3 Les avantages de la réutilisation des eaux épurées à l'irrigation.....	48
IV.4 Les principaux critères de qualité à respecter pour l'irrigation	48
IV.4.1 Matières en suspension :	49
IV.4.2 Substances nutritives	49
IV.4.3 Eléments traces	50
IV.4.4 Les micro-organismes.....	51
IV.4.5 Salinité	51
IV.4.6 Sodisation	52
IV.5 Modelé d'aménagement et mise en valeur des sols.....	52
IV.5.1 Aptitudes culturales	52
IV.5.2 Choix du type d'irrigation.....	53
IV.5.3 Besoins en eaux des cultures :	53
IV.7 Conclusion	53

Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration

V.1 Introduction.....	55
V.2 Dimensionnement de la station.....	55
V.2.1 Calcul des débits et des charges polluantes.....	56
V.2.1.1 Calcul des débits.....	56
V.2.1.2 Charges polluantes.....	58
V.3 Dimensionnement par boues activées à faible charge.....	60
V.3.1 Données de base.....	60
V.3.2 Ouvrages de prétraitement (Filière EAU).....	61
V.3.2.1 Bassin de réception.....	61
V.3.2.2 Dégrilleur grossier manuel.....	61
V.3.2.3 Dégrilleur moyen automatique.....	62
V.3.2.4 Dégrilleur en by-pass manuel.....	63
V.3.2.5 Dessableur-déhuileur.....	64
V.3.3 Ouvrages de traitement secondaire.....	67
V.3.3.1 Zone de contact.....	67
V.3.3.2 Bassin d'aération BA.....	68
V.3.3.4 Bassin de dégazage.....	73
V.3.3.5 Clarificateur.....	74
V.3.3.6 Bassin de désinfection.....	75
V.3.4 Traitement des boues (Filière boues 2050).....	77
V.3.4.1 Fosse à Boue.....	77
V.3.4.2 Epaisseur.....	78
V.3.4.3 Déshydratation mécanique.....	79
V.4 Dimensionnement du procédé lagunage aéré.....	83
V.4.1 Bassin aéré.....	84
V.4.2. Bassin de décantation.....	86
V.4.3 Bassin de finition.....	87
V.5 Calcul hydraulique.....	90
V.5.1 Dimensionnement de la conduite de refoulement.....	90
V.5.2 Dimensionnement des conduites dans la step.....	92
V.5.3 Profil hydraulique.....	95
V.5.3.1 Calculs des cotes piézométriques des différents ouvrages.....	95

V.6 Conclusion	100
----------------------	-----

Chapitre VI : **Etude Economique**

VI.1 Introduction.....	102
VI.2 Etablissement des coûts d'investissement.....	102
VI.2.1 Le cout d'investissement pour la boue activée à faible charge	102
VI.2.1.1 Coût total de génie civil.....	102
VI.2.1.2 Coût des voiries et réseaux divers (VRD)	104
VI.2.1.3 Coût des équipements	105
VI.2.2 Le cout d'investissement pour le lagunage aéré	105
VI.2.2.1 Coût total de génie civil	105
VI.2.2.2 Coût des voiries et réseaux divers (VRD)	106
VI.2.2.3 Coût des aérateurs	106
VI.3 Etablissement du coût de fonctionnement	107
VI.3.1 Le cout de fonctionnement pour le procédé boue activée à faible charge	107
VI.3.1.1 Frais de la main d'œuvre	107
VI.3.1.3 Coût de renouvellement du matériel électromécanique.....	107
VI.3.1.5 Le Coût des réactifs chimiques.....	108
VI.3.2 Le cout de fonctionnement pour le procédé lagunage aéré	108
VI.3.2.1 Frais de la main d'œuvre	108
VI.3.2.2 Coût de l'énergie électrique.....	108
VI.3.2.4 Coût des frais financiers	108
VI.4 Calcul du prix du m ³ d'eau traitée	108
VI.4.1 Prix du m ³ d'eau épurée pour la boue activée à faible charge	108
VI.4.2. Prix du m ³ d'eau épurée pour le lagunage aéré.....	109
VI.5 Conclusion	109

Conclusion générale

Liste des figures

Chapitre I Généralités sur les eaux usées

Figure I.1 Nature de la pollution des eaux

Chapitre IIDifférents Procédés d'épuration des eaux usées

Figure II.1 Schéma d'un traitement préliminaire d'une STEP

Figure II.2 Dégrilleur à grilles courbes

Figure II.3 Dégrilleur à grilles droites par chaîne sans fin

Figure II.4 Dessablage et déshuilage.

Figure II.5 Décanteur longitudinal à pont racleur

Figure II.6 Représentation schématique du potentiel zêta

Figure II.7 Phases de la floculation

Figure II.8 Le lagunage naturel

Figure II.9 Le lagunage aéré

Figure II.10 Schéma de la filière lit bactérien

Figure II.11 Schéma du disque biologique

Figure II.12 Schéma d'un procédé à boues activées.

Figure II.13 schéma d'un décanteur secondaire

Chapitre III Présentation de la zone d'étude

Figure III.1 Situation Géographique de la commune de Mer El Kebir

Figure III.2 Carte géologique du bassin de la Sebkha (Sogreah, 2004)

Figure III.3 Carte de zonage sismique du territoire national (RPA 99 / Version 2003

Figure III.4 Représentation du bassin versant de la zone d'étude

Figure III.5 Localisation des principaux rejets des eaux usées

Chapitre IV Réutilisation des eaux épurées de la station

Figure IV.1 Irrigation par asperseur

Figure IV.2 Irrigation à la raie

Chapitre V Dimensionnement de la station d'épuration

Figure V.1 Etapes de prétraitement

Figure V.2 Schéma globale du procédé boue activé

Figure V.3 Schéma globale du procédé lagunage aéré

Liste des tableaux

Chapitre I Généralités sur les eaux usées

Tableau I.1 Normes de rejets internationales.

Tableau I.2 Normes de rejets dans un milieu récepteur (Journal Officiel de la République Algérienne, 2006.).

Chapitre II Différents Procédés d'épuration des eaux usées

Tableau II.1 Avantages et inconvénients des procédés le lagunage aéré et les boues activées

Chapitre III Présentation de la zone d'étude

Tableau III.1 Population projetée à l'horizon

Tableau III.2 Précipitations moyennes mensuelles 1983-2013 St « ORAN » Source – ANRH

Tableau III.3 Pluviométrie saisonnière

Tableau III.4 Températures moyennes (Station d'Oran Senia 2000-2009) source ONM

Tableau III.5 Les vents mensuels moyens et maximaux (source ONM)

Tableau III.6 Insolation mensuelle St Oran (2002-2011)

Tableau III.7 Évaporation moyenne mensuelle st. D'Oran (2007-2011)

Tableau III.8 Les équipement existants dans Mers El Kebir

Tableau III.9 Cordonnées des ressources exploitées (Source Subdivision hydraulique Mers El Kebir)

Tableau III.10 Estimation des besoins en eau potable

Tableau III.11 Les résultats des analyses des eaux à traiter

Chapitre IV Réutilisation des eaux rejetées de la station

Tableau IV.1 Concentrations maximales en éléments traces recommandées pour les eaux d'irrigation (Ayers et Westtot, 1985)

Tableau IV.2 La concentration en micro-organismes dans une eau épurée

Tableau IV.3 Classification de la salinité du J.H durant pour l'Afrique du Nord.

Chapitre V Dimensionnement de la station d'épuration

Tableau V.1 Données techniques de base

Tableau V.2 Les charges polluantes à l'entrée du step

Tableau V.3 Les charges polluantes à la sortie du step

Tableau V.4 Les caractéristiques des eaux usées à traiter

Tableau V.5 Critères de conception des dégrilleurs.

Tableau V.6 Coefficient de forme de barreaux

Tableau V.7 Dimensions des 03 premiers ouvrages du prétraitement

Tableau V.8 Pourcentage de MVS

Tableau V.9 les paramètres du dessableur-déshuileur

Tableau V.10 Les charges massique et volumiques selon le rendement

Tableau V.11 Concentration en MES dans le bassin d'aération
Tableau V.12 Les valeurs moyennes des paramètres a' et b'
Tableau V.13 les paramètres du bassin d'aération
Tableau V.14 Les valeurs moyennes des paramètres a_m et b
Tableau V.15 IB de référence en fonction du domaine de charge
Tableau V.16 les paramètres du bassin de dégazage
Tableau V.17 Paramètres du clarificateur
Tableau V.18 Doses de chlore appliquées selon le degré d'épuration pour satisfaire les objectifs de la désinfection (coliformes fécaux, temps de contact: 30 min)
Tableau V.19 les paramètres du bassin de chloration
Tableau V.20 les paramètres de la fosse à boues
Tableau V.21 les paramètres de l'épaississeur
Tableau V.22 consommation énergétique de divers appareils de déshydratation mécanique des boues (Degremont, 1992).
Tableau V.23 Les paramètres du filtre à bandes
Tableau V.24 Critères de dimensionnement du lagunage aéré
Tableau V.25 Paramètres du bassin aéré
Tableau V.26 Paramètres du bassin de décantation
Tableau V.27 Les paramètres du bassin de finition
Tableau V.28 Coût de l'investissement amorti
Tableau V.29 Frais d'exploitation
Tableau V.30 Le coût total
Tableau V.31 Les valeurs de coefficient de rugosité
Tableau V.32 Récapitulatif des différentes cotes des ouvrages de la STEP

Chapitre VI Etude Economique

Tableau VI.1 Coût de terrassement
Tableau VI.2 Coût du béton armé
Tableau VI.3 Coût de terrassement
Tableau VI.4 Coût d'excavation
Tableau VI.5 Coût de la géo-membrane
Tableau VI.6 Comparaison financière des coûts des procédés d'épuration

Liste des planches

Plan N°01/03 : Plan de masse de la STEP.

Plan N°02/03 : Plan de situation de la STEP de Mers El Kebir.

Plan N°03/03 : Profil hydraulique.

Introduction générale

Les rejets d'eaux usées dans le milieu naturel créent des nuisances sur le plan environnemental et causent des maladies qui touchent un milliard d'individus chaque année (Bernardis et Nesteroff, 1990) [49].

D'après les estimations, bien plus de 80 % des eaux usées à travers le monde (plus de 95 % dans certains pays en développement) sont rejetées dans l'environnement sans traitement. Les conséquences sont alarmantes. En 2012, plus de 800 000 décès à travers le monde étaient causés par une eau potable contaminée, des installations de lavage de mains inadéquates et des services d'assainissement inappropriés. Dans les mers et les océans, les zones mortes désoxygénées causées par la décharge des eaux usées non traitées augmentent à un rythme soutenu, affectant environ 245 000 km² d'écosystèmes marins, ce qui a un impact sur la pêche, les moyens de subsistance et les chaînes alimentaires [50].

Cependant, pour traiter ces eaux résiduaires, il existe plusieurs filières d'épuration. Chaque technique présente à la fois de nombreux avantages et des inconvénients. Il est à noter qu'il est difficile de fixer un choix d'une filière. En effet, seule une analyse complète des contraintes rencontrées par la collectivité, devrait permettre d'identifier le meilleur choix ou éventuellement le meilleur compromis technico-économique qui assurera une protection optimisée du milieu récepteur ou une éventuelle réutilisation des eaux usées traitées. Ces dernières contiennent un certain nombre de matières utiles, telles que des nutriments et des matières organiques qui, tout comme l'eau elle-même, peuvent être extraites et utilisées à d'autres fins productives. À ce titre, les eaux usées constituent une précieuse ressource. En effet, la réutilisation des eaux usées traitées, constitue une forme de valorisation d'un potentiel hydrique important, qui permet d'alléger le recours aux ressources hydriques conventionnelles, notamment les eaux de surface et souterraines très vulnérables. Ainsi, les eaux usées épurées constituent une ressource alternative renouvelable, fortement sollicitée par les agriculteurs, les industriels et les collectivités locales.

Dans cette optique, l'objectif de notre travail est le dimensionnement d'une station d'épuration pour la commune de Mers El Kebir Wilaya (W.d'ORAN) par deux techniques d'épuration qui sont la boue activée à faible charge et le lagunage aéré. Ainsi, la comparaison technico-économique, nous permettra de choisir le procédé d'épuration le plus adapté à notre agglomération. Il est à préciser qu'actuellement les eaux usées sont rejetées dans des chaabat puis dans la mer Méditerranéenne sans traitement adéquat, ce qui peut engendrer des effets néfastes sur la santé humaine.

Ce mémoire est réparti en six chapitres qui sont les suivants :

Chapitre 01 : Généralités sur les eaux usées

Chapitre 02 : différents procédés d'épuration des eaux usées

Chapitre 03 : Présentation de la zone d'étude

Chapitre 04 : Réutilisation des eaux rejetées de la station

Chapitre 05 : Dimensionnement de la station d'épuration

Chapitre 06 : Etude économique

Et enfin une conclusion générale.

Chapitre I

I.1 Introduction

Les eaux de surface constituent un écosystème où règne une communauté d'êtres vivants qui établissent des relations et interactions entre eux et leur milieu. Dans ce fragile équilibre, un seul facteur de l'écosystème est modifié, et c'est l'équilibre qui est perturbé. C'est ainsi que la présence ou la surabondance d'un élément dans un écosystème dont il est normalement absent constitue une pollution. Les eaux usées contiennent de nombreux éléments polluants. Ces polluants s'ils se retrouvent directement dans les milieux naturels perturbent les écosystèmes. Les eaux usées nécessitent d'être traitées avant leur évacuation dans le milieu récepteur, la protection de l'environnement en dépend [1].

I.2 Définition des eaux usées

Les eaux usées sont des eaux découlant de l'activité humaine composées de polluants, solubles ou non. Une eau résiduaire est généralement un mélange de matières polluantes dispersées ou dissoutes dans l'eau qui a servi aux besoins domestiques ou industriels. Donc les eaux usées se sont des eaux déjà utilisées dans des activités humaines (domestiques, industrielles ou agricoles).

Ces eaux doivent être traitées avant leurs rejets pour qu'elles ne causent pas de pollution pour le milieu naturel.

I.3 Origine des eaux usées

Selon les caractéristiques des eaux, on peut identifier quatre catégories des eaux usées :

I.3.1 Eaux usées domestiques

Ce sont les eaux d'origine urbaine composées par les eaux ménagères et les eaux de vanes ; toute cette masse d'effluents est plus au moins diluée par les eaux de lavage de la voirie et les eaux pluviales.

Elles proviennent essentiellement :

- ❖ Des eaux de cuisine contenant des minéraux en suspension provenant du lavage des légumes, des substances alimentaires à base de matières organiques (glucides, lipides, protides) et du produit détergent utilisé pour le lavage de la vaisselle et ayant pour effet la solubilisation des graisses ;
- ❖ Des eaux de buanderie contenant principalement des détergents ;
- ❖ Des eaux de salle de bain chargées en produits utilisés pour l'hygiène corporelle, Généralement des matières grasses hydrocarbonées ;
- ❖ Des eaux de vanes (w.c) dans les installations sanitaires est pleine de matériaux hydrocarbures, y compris les composés azotés, les phosphates et les micro-organismes.

I.3.2 Eaux usées industrielles

L'eau résiduaire industrielle désigne l'eau qui provient des activités industrielles. Le degré de pollution de ses eaux varie selon le type de l'industrie donc leurs caractéristiques généralement sont les matières organiques, azotées ou phosphorées, les substances chimiques organiques et métalliques qui peuvent contenir des graisses (industries agroalimentaires, équarrissage), des hydrocarbures (raffineries), des métaux (traitements de surface, métallurgie), des acides, des

bases et divers produits chimiques (industries chimiques divers, tanneries) , de l'eau chaude (circuit de refroidissement des centrales thermiques) , des matières radioactives (centrales nucléaires, traitement des déchets radioactifs).

Les eaux usées industrielle doivent être traité avant les rejeter et les mélanger avec les eaux domestiques afin de ne pas perturber le fonctionnement des stations d'épuration.

I.3.3 Les eaux agricole

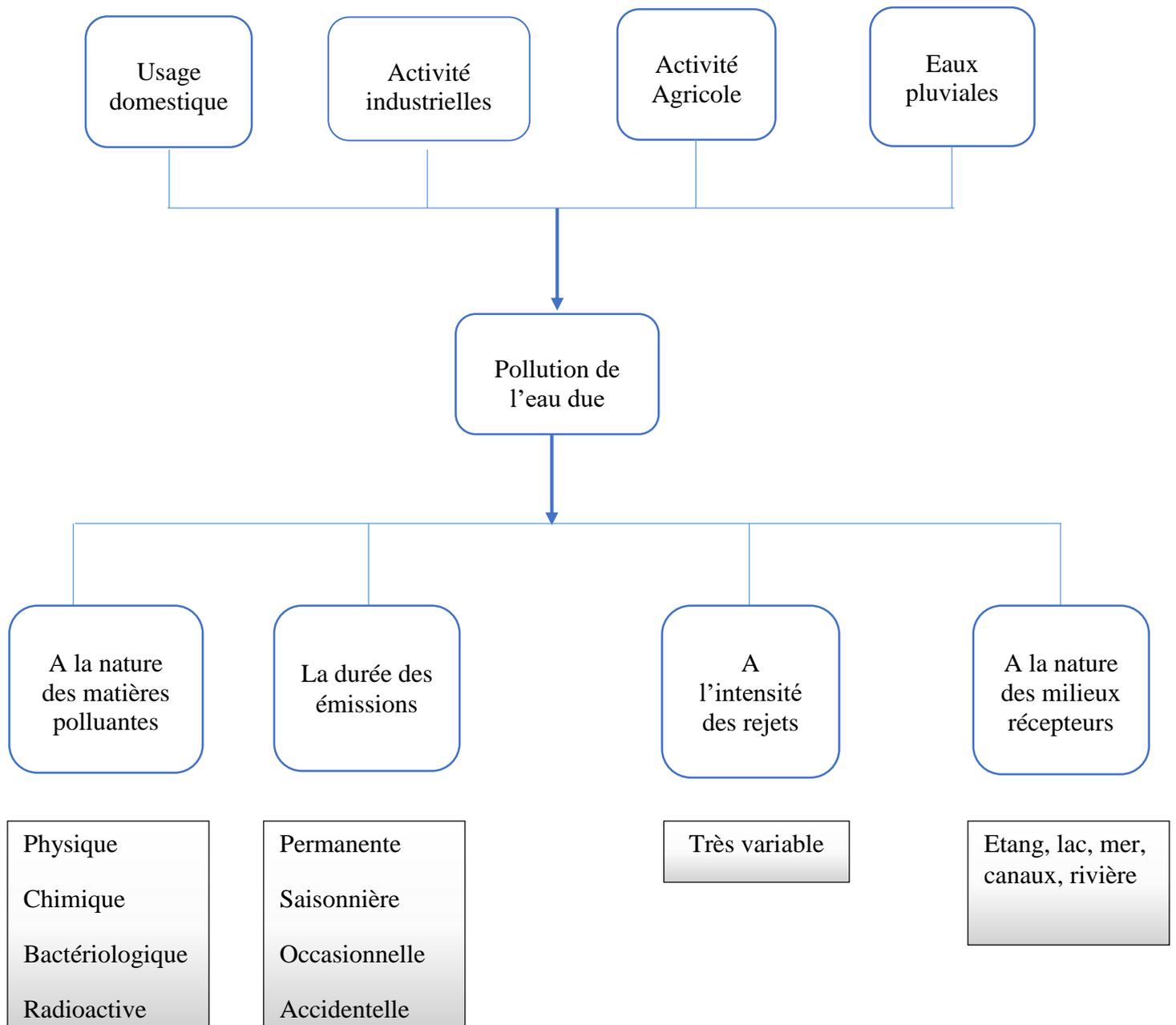
La contamination de ces eaux se fait par des substances utiliser par l'agriculteur, ces substances sont d'origine industrielle ou agricole comme les fertilisants et les produits phytosanitaires. Donc ces eaux sont issues des apports directs dus au traitement des milieux aquatiques et des apports indirects dus en particulier à l'entraînement par ruissellement.

I.3.4 Eaux pluviales

L'eau pluviale est le nom que l'on donne à l'eau de pluie après qu'elle a touché le sol, une surface construite ou naturelle susceptible de l'intercepter ou la récupérer [2].

Elles peuvent aussi constituer la cause 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 ruisselant, des résidus déposés sur les toits et les chaussées des villes (huiles de vidange, carburants, ...). En outre, lorsque le système d'assainissement est dit "unitaire", les eaux pluviales sont mêlées aux eaux usées domestiques. En cas de fortes précipitations, les contraintes de préservation des installations d'épuration peuvent imposer un déversement de ce "mélange" très pollué dans le milieu naturel. Enfin, dans les zones urbaines, les surfaces construites rendent les sols imperméables et ajoutent le risque d'inondation à celui de la pollution [3].

I.4 Pollution des eaux usées



(Source : direction de l'environnement, 1990)

Figure 1 : Nature de la pollution des eaux.

I.5 Caractéristiques des eaux usées

La composition des eaux usées est extrêmement variable en fonction de leurs origines

I.5.1 Paramètres organoleptiques

I.5.1.1 Couleur

Une eau pure observée sous une lumière transmise sur une profondeur de plusieurs mètres émet une couleur bleu clair car les longueurs d'ondes courtes sont peu absorbées alors que les grandes longueurs d'onde (rouge) sont absorbées très rapidement [4].

La coloration d'une eau est dite vraie ou réelle lorsqu'elle est due aux seules substances en solution. Elle est dite apparente quand les substances en suspension y ajoutent leur propre coloration. [5]

Les eaux usées fraîches sont normalement brunes et jaunâtres, mais avec le temps, elles deviennent noires.

I.5.1.2 Turbidité

La turbidité représente l'opacité d'un milieu trouble. C'est la réduction de la transparence d'un liquide due à la présence de matières non dissoutes. Elle est causée, dans les eaux, par la présence de matières en suspension (MES) fines, comme les argiles, les limons, les grains...etc. Une faible part de la turbidité peut être due également à la présence de matières colloïdales d'origine organique ou minérale. Les unités utilisées pour exprimer la turbidité proviennent de la normalisation ASTM (American Society for Testing Material) qui considère que les trois unités suivantes sont comparables :

Unité JTU (Jackson Turbidity Unit) = unité FTU (Formazine Turbidity Unit) = unité NTU (Nephelometric Turbidity Unit) [4].

I.5.2 Paramètres Physico-chimiques

I.5.2.1 Température

La température est un paramètre très essentiel à connaître, elle joue un rôle dans la solubilité des sels et surtout des gaz, dans la dissociation des sels dissous donc sur la conductivité électrique, dans la détermination du pH, pour la connaissance de l'origine de l'eau et des mélanges éventuels [5].

I.5.2.2 Matière en suspension (MES)

Ce sont des matières solides insolubles en suspension dans un liquide et visibles à l'œil nu [6]. Les particules fines en suspensions dans une eau sont soit d'origine naturelle, en liaison avec les précipitations, soit produits par les rejets urbains et industriels et la plus grande partie des microorganismes pathogènes contenus dans les eaux usées, est associée aux MES [7].

Les techniques d'analyses des matières en suspensions font appel à la séparation directe par filtration ou centrifugation [8].

I.5.2.3 Potentiel Hydrogène (pH)

L'acidité, la neutralité ou l'alcalinité d'une solution aqueuse peut s'exprimer par la concentration en H_3O^+ (noté H^+ pour simplifier).

Le pH est la mesure du caractère acide ($1 < pH < 7$) ou basique ($7 < pH < 14$) des eaux usées. En général, l'activité biologique se situe entre 6.5 et 8 unités de pH. En dehors de cet intervalle, le pH affecte la vie aquatique et par conséquent influence l'autoépuration du milieu naturel [1].

I.5.2.4 Demande biologique en oxygène (DBO)

C'est la quantité d'oxygène nécessaire pour une biomasse épuratrice afin que cette dernière puisse décomposer les matières organiques contenues dans l'effluent [9].

La DBO a été standardisée en DBO_5 (la demande biochimique en oxygène après 5 jours) d'un échantillon qui correspond à la quantité d'oxygène consommé par les microorganismes aérobies présents dans cet échantillon pour l'oxydation biochimique des composés organiques et/ou inorganiques [4].

I.5.2.5 Demande chimique en oxygène (DCO)

Elle représente la quantité de matières organiques oxydables par voie chimique [9].

Elle est exprimée en mg d'oxygène équivalente à la quantité de dichromates consommée par les matières dissoutes et en suspension lorsqu'on traite un échantillon d'eau avec cet oxydant dans des conditions définies par la norme [4].

Dont le rapport entre la DCO et la DBO_5 est un indice de la provenance et l'origine de la pollution organique.

- ♣ Les mesures se rapprochant de 1 du rapport DCO / DBO_5 indice d'une très bonne biodégradabilité (lait, yaourt).
- ♣ De 1 à 2 : eaux usées provenant d'industries agroalimentaires, qui contiennent des éléments dont les bactéries raffolent, se traduisant par une DCO_5 élevée.
- ♣ De 2 à 3 : eaux résiduaires urbaines.
- ♣ De 3 à 4 : Eaux usées moins facilement biodégradable.
- ♣ >4 : Effluent difficilement biodégradable

I.5.2.6 Oxygène dissous (OD)

La concentration en oxygène dissous est un paramètre essentiel dans le maintien de la vie, et donc dans les phénomènes de dégradation de la matière organique [10].

La solubilité de l'oxygène dans l'eau est fonction de la pression atmosphérique (donc de l'altitude), de la température et de la minéralisation de l'eau : saturation en O_2 diminue lorsque l'altitude et la température augmentent.

I.5.2.7 Conductivité

La conductivité est une mesure de la capacité d'une eau à conduire un courant électrique entre deux électrodes. La plupart des matières dissoutes dans l'eau se trouvent sous forme d'ions chargées électriquement. La mesure de la conductivité permet donc d'apprécier la quantité des sels dissous dans l'eau, la conductivité dépend également de la température de l'eau, elle est plus importante lorsque la température augmente.

Les résultats de mesures doivent donc être représentés en terme de conductivité équivalente à 25°C, et s'exprime en micro Siemens par centimètre ($\mu\text{S}/\text{cm}$) [11].

I.5.2.8 Azote

L'azote présent dans l'eau peut avoir un caractère organique ou minéral. L'azote organique est principalement constitué par des composés tels que des protéines, des polypeptides, des acides aminés. Le plus souvent ces produits ne se trouvent qu'à de très faibles concentrations. Quant à l'azote minéral, il constitue la majeure partie de l'azote total [5].

Les différentes formes de l'azote qui existent dans les eaux usées sont :

a) Azote de Kjeldahl

L'azote de Kjeldahl comprend l'azote sous les formes organiques et ammoniacales (NH_4^+), à l'exclusion des formes nitrites et nitrates. La présence d'azote organique est un signe de pollution des eaux usées.

$$\text{NTK (Azote Kjeldahl)} = \text{N organique} + \text{N ammoniacal (NH}_4^+)$$

b) Azote ammoniacal

La présence d'ammoniaque en quantités importante est l'indice de contamination par des rejets d'origine humaine ou industrielle. L'ammoniaque présente une forte toxicité pour tous les organismes d'eau douce. La proportion de NH_3 augmente en fonction croissante du pH et de la température [4].



I.5.2.9 Nitrates

Ce sont des substances chimiques naturelles qui entrent dans le cycle de l'azote. Le nitrate est beaucoup utilisé dans les engrais inorganiques et les explosifs, comme agent de conservation des aliments et comme substance chimique brute dans divers procédés industriels. Le nitrate représente la plus stable des deux formes de l'azote, mais sous l'action microbienne, il peut être réduit en nitrite (NO_2^-), qui est la forme la plus toxique. Il est présent à l'état naturel partout dans l'environnement.

Toutes les sources d'azote sont des sources potentielles de nitrate. Dans l'eau, ces substances peuvent provenir de la décomposition de matières végétales ou animales, d'engrais utilisés en agriculture, du fumier, d'eaux usées domestiques et industrielles, des précipitations ou de

formations géologiques renfermant des composés azotés solubles. Normalement, la concentration de nitrates dans les eaux souterraines et les eaux de surface est faible, mais elle peut atteindre des niveaux élevés à cause du lessivage des terres cultivées ou de la contamination par des déchets d'origine humaine ou animale [12].

I.5.2.10 Phosphore

Le phosphore peut exister dans les eaux en solution ou en suspension, à l'état minéral ou organique. Les composés phosphorés qui, sans hydrolyse ou minéralisation, répondent au test spectrophotométrique sont considérés comme étant des ortho phosphates. L'hydrolyse en milieu acide fait apparaître le phosphore hydrolysable et minéralisation, le phosphore organique. Chaque fraction (phosphore en solution ou en suspension) peut être séparée analytiquement en ortho phosphates, phosphore hydrolysable et phosphore organique. Suivant les cas, la teneur en phosphates peut être exprimée en mg/L de PO₄ ou de P₂O₅ 1mg/L PO₄ = 0,747 mg/L P₂ O₅ = 0,326 mg/L P [36].

I.5.2.11 Sulfate

La concentration en ion sulfate des eaux naturelles est très variable. Dans les terrains ne contenant pas une proportion importante de sulfates minéraux, elle peut atteindre 30 à 50 mg/L, mais ce chiffre peut être très largement dépassé (jusqu'à 300 mg/L) dans les zones contenant du gypse ou lorsque le temps de contact avec la roche est élevé. La teneur en sulfates des eaux doit être reliée aux éléments alcalins et alcalinoterreux de la minéralisation.

Leur présence dans l'eau est généralement due à des rejets en provenance d'ateliers de blanchiment (laine, soie, etc.), d'usines de fabrication de cellulose (pâte à papier, etc.) et d'unités de dé-chloration. Sont utilisées, par ailleurs, les propriétés réductrices des sulfites dans les eaux de chaudières pour éviter la corrosion liée à la présence d'oxygène dissous ; l'injection dans le circuit se fait habituellement en continu à la concentration de 20 mg/L. Cependant un excès d'ions sulfites dans les eaux de chaudières peut avoir des effets néfastes car il abaisse le pH et peut alors développer la corrosion.

En cas de rejet dans l'environnement, les sulfites se combinent à l'oxygène en donnant des sulfates [5].

I.5.3 Paramètres Microbiologiques

Les paramètres microbiologiques font références à la présence et la quantité des organismes biologiques pathogènes. Ces paramètres doivent être tenu en compte et éliminés, afin d'assurer la désinfection des eaux, et limiter ainsi un danger pour la santé publique [14].

Vu leur rôle dans le processus, il nous a paru utile l'étude de quelques bactéries les plus rencontrées :

I.5.3.1 Coliformes totaux

Les coliformes totaux sont des entérobactéries qui incluent des espèces bactériennes. Ce groupe bactérien est utilisé comme indicateur de la qualité microbienne de l'eau parce qu'il contient notamment des bactéries d'origine fécale.

Ils appartiennent à la classe des Entérobactérie. Ce sont des bacilles à gram négatif, oxydase négative, aérobies ou anaérobies facultatifs, capables de se multiplier et de fermenter le lactose et produisent de gaz, d'acide et d'aldéhyde, se développent à 37°C [1].

I.5.3.2 Coliformes fécaux

Le terme de « coliformes fécaux » correspond à des coliformes qui présentent les mêmes propriétés (caractéristiques de coliformes) après incubation à la température de 44 C°. Le groupe des coliformes fécaux comprend les espèces suivantes : Escherichia coli, Citrobacter freundii, Citrobacter diversus, Salmonella (sous genre III Arizona) ...etc [5].

I.5.3.3 Streptocoques fécaux

Ces bactéries appartiennent à la famille des streptococcus, sont généralement disposées en diplocoques ou en courte chaîne, à gram négatif.

Les concentrations en streptocoques fécaux sont, dans les milieux naturels autres que ceux spécifiquement pollués par le bétail, inférieures à celles des coliformes fécaux. Il faudra tenir compte de cette différence des concentrations (que l'on peut évaluer à un rapport de 1 à 2 ou 4) dans le choix des prises d'essai [5].

Le genre Streptococcus est vaste et divers, de sorte qu'il est difficile de classer ces bactéries de façon satisfaisante. Les 29 espèces du genre Streptococcus sont subdivisées en

5 groupes principaux :

- Les streptocoques pyogènes hémolytiques.
- Les streptocoques oraux.
- Les entérocoques.
- Les streptocoques lactiques.

I.5.3.4 Virus

Ce sont des organismes infectieux de très petite taille (10 à 350 nm) qui se reproduisent en infectant un organisme hôte. On estime leur concentration dans les eaux usées urbaines comprise entre 10^3 et 10^4 particules par litre. Leur isolement et leur dénombrement dans les eaux usées sont difficiles, ce qui conduit vraisemblablement à une sous-estimation de leur nombre réel [15].

I.5.3.5 Bactéries

Les bactéries sont des organismes unicellulaires simples et sans noyau. Leur taille est comprise entre 0,1 et 10 μm . Les eaux usées urbaines contiennent environ 10^6 à 10^7 bactéries /100 ml dont 10^5 Proteus et entérobactéries, 10^3 à 10^4 streptocoques et 10^2 à 10^3 clostridiums [16].

I.5.3.6 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. Certains protozoaires adoptent au cours de leur cycle de vie une forme de résistance, appelée kyste. Cette forme peut résister généralement aux procédés de traitements des eaux usées [17].

I.5.3.7 Helminthes

Les helminthes sont des vers multicellulaires. Tout comme les protozoaires, ce sont majoritairement des organismes parasites. La concentration en œufs d'helminthes dans les eaux usées est de l'ordre de 10 à 10^3 œufs / l. Il faut citer, notamment, *Ascaris lumbricades*, *Oxyuris vermicularis*, *Trichuris trichuria*, *Taenia saginata* [15].

I.6 Normes de rejets

La norme est représentée par un chiffre qui fixe une limite supérieure à ne pas dépasser ou une limite inférieure à respecter.

Une norme est fixée par une loi, une directive, un décret de loi. Les normes internationales selon l'organisation mondiale de la santé pour les eaux usées sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau I.1 : Normes de rejets internationales

Caractéristiques	Unité	Normes Utilisées (OMS)
pH	-	6,5-8,5
DBO5	mg/l	< 30
DCO	mg/l	< 90
MES	mg/l	< 20
NH ⁺ ₄	mg/l	< 0,5
NO ₂	mg/l	1
NO ₃	mg/l	< 1
P ₂ O ₅	mg/l	< 2
Température	°C	< 30
Couleur	-	Incolore
Odeur	-	Inodore

Selon les normes Algériennes les valeurs limites maximales de rejet d'effluents sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau I.2 : Normes de rejets dans un milieu récepteur (Journal Officiel de la République Algérienne, 2006.)

Paramètres	Unités	Valeurs limites
Température	°C	30
pH	-	6,5 à 8,5
MES	mg/l	35
DBO ₅	mg/l	35
DCO	mg/l	120
Azote Kjeldahl	mg/l	30
Phosphates	mg/l	02
Phosphore total	mg/l	10
Cyanures	mg/l	0,1
Aluminium	mg/l	03
Cadmium	mg/l	0,2
Fer	mg/l	03
Manganèse	mg/l	01
Mercure total	mg/l	0,01
Nickel total	mg/l	0,5
Plomb total	mg/l	0,5
Cuivre total	mg/l	0,5

I.7 Conclusion

Les eaux usées sont caractérisées en fonction de leur composition physique, chimique et biologique. Selon le niveau de polluants et les réglementations en vigueur, un traitement physique, chimique et/ou biologique est utilisé. La plupart du temps, les trois traitements sont combinés ensemble pour obtenir la meilleure qualité d'eau. Les caractéristiques des eaux usées varient considérablement d'une industrie à l'autre. Par conséquent, les caractéristiques particulières détermineront les techniques de traitement à utiliser pour satisfaire aux exigences en matière de rejets ou de conformité.

En effet, en vue de maîtriser les risques environnementaux causés par les eaux usées épurées et afin de pallier au problème de santé publique, une analyse de celles-ci est nécessaire. Les paramètres les plus couramment utilisés sont ceux cités dans ce chapitre à savoir la **DBO**, la **DCO** et les **MES**. Lorsque les milieux récepteurs sont dégradés, il est fréquent d'analyser aussi les **paramètres azotés** (**NGL**, **NH₄**, **NO₃**) et le **phosphore**. Il est à noter que le phosphore est le facteur limitant sur lequel il est possible de jouer efficacement pour réduire l'eutrophisation des milieux aquatiques.

Enfin, les analyses sur les micro-organismes sont faites lorsque la zone de rejet se situe près d'une zone de baignade.

Chapitre II

II.1 Introduction

Le premier but visé du traitement est d'avoir des eaux usées traitées qui répondent parfaitement aux normes de rejets internationaux.

C'est pour cela, le traitement des eaux résiduaires le plus approprié est celui qui fournit, avec certitude, des effluents de qualité chimique et microbiologique exigée pour un certain usage spécifique, à bas prix et des besoins d'opération et d'entretien minimaux.

Une station d'épuration des eaux usées est constituée d'une succession de dispositifs, conçus pour extraire en différentes étapes les différents polluants contenus dans les eaux. La pollution retenue dans la station d'épuration est transformée sous forme de boues. La succession des dispositifs est calculée en fonction de la nature des eaux usées recueillies sur le réseau et des types de pollutions à traiter.

Le processus d'épuration des eaux usées comprend trois grandes étapes, présentées ci-dessous, le prétraitement, les traitements primaires et secondaires parfois suivis par un quatrième niveau de traitement, appelé traitement tertiaire.

II.2 Procédés d'épuration des eaux usées

II.2.1 Prétraitements

Les collecteurs urbains d'eaux usées véhiculent des matières très hétérogènes et souvent volumineuses, spécialement sur des réseaux unitaires.

Le Prétraitement a pour objectif de séparer les matières les plus grossières et les éléments susceptibles de gêner les étapes ultérieures du traitement.

Il comprend le dégrillage pour retenir les déchets volumineux, le dessablage, pour obtenir une meilleure décantation, le dégraissage et le déshuilage pour éviter l'encrassement de la station par des corps gras [19].

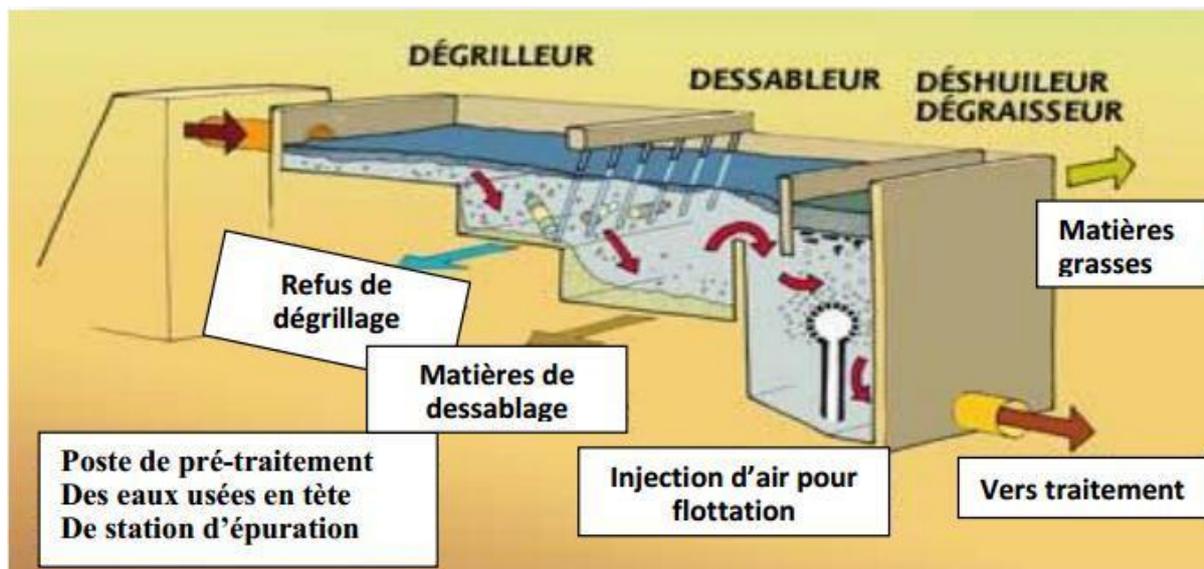
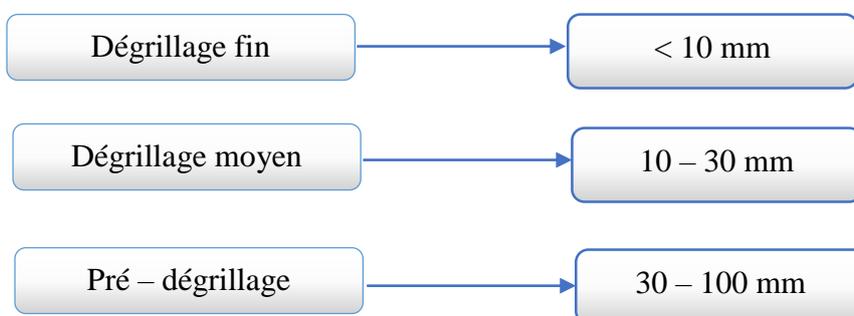


Figure II.1 : schéma d'un traitement préliminaire d'une STEP

II.2.1.1. Dégrillage

Dès sa prise, l'eau passe à travers des grilles pour arrêter les éléments grossiers (corps flottants et gros déchets tel que des branchages et des cailloux). L'installation de dégrillage se compose : d'un canal, de la grille, du dégrilleur et d'une benne pour les déchets. L'espacement entre les barreaux des grilles est soit plus de 3 cm (dégrillage grossier) ou de moins de 3 cm (fin) [30]

Différents types de dégrillage sont définis selon l'espacement des barreaux :



Les grilles sont de deux types :

a) Grilles manuelles

Elles sont composées de barreaux droits, de section circulaire ou rectangulaire, généralement inclinées sur l'horizontale (60° à 80°), parfois mobiles sur glissière ou pivotantes pour faciliter le nettoyage du canal d'un by-pass destiné à éviter les débordements en cas d'obstruction. Ces grilles sont généralement réservées aux très petites installations d'épuration. Le nettoyage s'effectue manuellement à l'aide d'un râteau. Ce nettoyage quotidien nécessitant parfois plusieurs interventions de l'exploitant dans la journée, est une opération indispensable au bon fonctionnement de l'installation. Ces interventions induisent un surcoût d'exploitation [31]

b) Grilles mécaniques

Quant à elles, fonctionnent par l'intermédiaire d'un nettoyage automatique pouvant être réalisé à l'amont comme à l'aval.

Dans le cas d'un nettoyage à l'amont, deux types de configuration existent avec des grilles courbes et droites.

Les grilles courbes présentent un axe de rotation permettant d'évacuer les matières retenues par la maille. C'est un peigne amovible en inox, fixé au bout de deux bras rotatifs, qui assure un dé colmatage optimal du système en envoyant les déchets dans une benne. Ce type de grille accepte des débits variant de 10 à 5000 m³/h.

Dans le cas d'un nettoyage à l'aval, les débits à traiter sont élevés du fait de la configuration avec un domaine de débit allant de 500 à 300000 m³/h. Toutefois, ce type de nettoyage présente un risque de rejet des substances retenues.

D'autres types de dégrilleur, non classés, sont également employés tels que les dégrilleurs escaliers permettant la rétention, par passage continu de la grille dans l'eau, de fines matières organiques [31].



Figure II.2 Dégrilleur à grilles courbes



Figure II.3 Dégrilleur à grilles droites par chaîne sans fin

II.2.1.2 Dessablage

Le dessablage consiste à retirer de l'effluent les sables et les particules minérales plus ou moins fines, afin de protéger les conduites et les pompes contre la corrosion et éviter même le colmatage des canalisations par les dépôts à la cour de traitement, la technique classique du dessableur consiste à faire circuler l'eau dans une chambre de tranquillisation avec une vitesse d'environ de 0.3m/s qui permet le dépôt d'une grande partie des sables [20].

Selon le principe de fonctionnement on distingue deux types de bassin de dessablage : Les dessableurs longitudinaux et les dessableurs circulaires.

II.2.1.3 Déshuilage et dégraissage

Le dégraissage vise à éliminer la présence de graisse dans les eaux usées, graisses qui peuvent gêner l'efficacité des traitements biologiques qui interviennent ensuite. Le dégraissage s'effectue par flottation. L'injection d'air au fond de l'ouvrage permet la remontée en surface des corps gras. Les graisses sont raclées à la surface, puis stockées avant d'être éliminées.

On peut avoir une combinaison sous forme cylindro-conique en le dessableur et le déshuileur vu qu'ils ont le même temps de séjours avec une densité différente qui permet de séparer les sables, l'eau et les graisses.

On utilise des pompes pour faire entrer l'air afin de séparer l'eau des huiles, des graisses et des sables. Cette étape permet d'éviter l'encrassement des ouvrages, les perturbations dans les aérateurs et diminuer les dépôts et le colmatage dans les conduites.



FigureII.4 : Dessablage et déshuilage.

II.2.2 Traitement primaire

Il s'agit le plus souvent d'une décantation qui permet d'alléger les traitements biologiques ou chimiques ultérieurs, en éliminant une partie des solides en suspension. L'efficacité du traitement dépend du temps de séjour et de la vitesse ascensionnelle (qui s'oppose à la décantation). La décantation primaire permet d'éliminer, pour une vitesse ascensionnelle de 1,2 m/h, 40 à 60 % de MES, soit 10 à 30 % des virus, 50 à 90 % des helminthes et moins de 50 % des kystes de protozoaires [21].

En utilisant des procédés physiques ou physico-chimiques visant la décantation poussée des matières en suspension dans l'eau. On distingue :

II.2.2.1. Décantation physique (naturelle)

Les matières en suspension qui ont souvent une teneur en matière organique importante (de 70 à 90%) et une densité légèrement supérieure à celle de l'eau vont se décarter naturellement dans un décanteur primaire en 1 à 2 heures. L'eau ainsi clarifiée s'écoulera par débordement et les MES qui ont décanté au fond du bassin (boues primaires) seront extraites et envoyées vers les ouvrages de traitement des boues.

II.2.2.1.1 Types des décanteurs

1) Décanteurs statiques sans raclage

Ils sont généralement utilisés pour les petites stations (1000 à 2000 habitants). Le temps de séjour est de l'ordre de 1H30 à 2 H au débit diurne. L'extraction des boues exige une pente de fond (au moins égale à 60°).

2) Décanteurs statiques à raclage mécanique des boues

On distingue :

a) Décanteurs circulaires

Le racleur est fixé à une charpente tournant autour de l'axe du bassin. Il peut comporter une seule lame en forme de spirale ou une serre de raclettes. Il comprend un fût central creux où arrive l'eau brute d'où elle est répartie généralement par une cloison siphonide annulaire. Les boues sont amenées vers une fosse centrale à l'aide d'un dispositif de raclage sur une pente de 5 à 10°. De plus, un racleur de surface pousse les corps flottants vers une écumoire d'où ils peuvent regagner la fosse des boues.

b) Décanteurs longitudinaux rectangulaires

Il se résume en deux type : Les décanteurs à pont racleur, Les décanteurs à chaînes : Les ponts racleur se déplacent selon un système de va-et-vient et procèdent au raclage avec un mouvement à contre-courant. Par contre les décanteurs à chaînes permettent un raclage continu des boues et des flottants par une série de raclettes montées en deux chaînes sans fin parallèle tournant le long des parois verticales du bassin. Dans les deux types de décanteurs, le puits des boues est situé à l'arrivée de l'effluent.

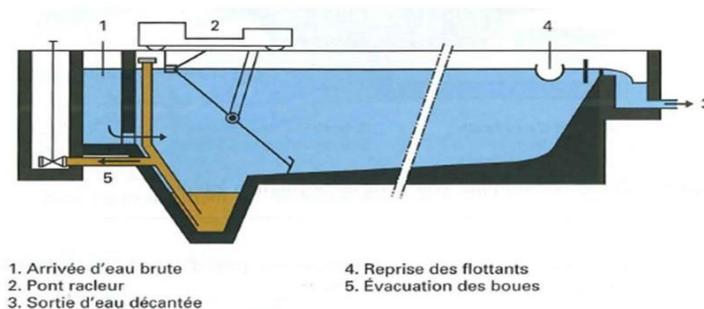


Figure II.5 : Décanteur longitudinal à pont racleur

II.2.2.2 Décantation physico-chimique

Les performances de la décantation peuvent être ainsi améliorées par l'ajout des produits chimiques (sulfate d'alumine, chlorure ferrique...) qui neutralisent les particules chargées, en augmentant ainsi la probabilité de collision entre les particules (coagulation floculation), ainsi que la formation des floes par la suite facilement décantables. Cette étape permet d'éliminer 90 % des matières colloïdales.

1) Coagulation

La coagulation est la déstabilisation des particules colloïdales par addition d'un réactif chimique (sels minéraux) dits le coagulant.

L'efficacité coagulante des sels minéraux s'explique uniquement par une diminution du potentiel zêta, due à un compactage de la double couche ionique et à l'adsorption préférentielle, à l'interface solide-liquide, des cations qui assurent l'annulation des charges électriques répulsives c'est-à-dire leur potentiel zêta qui représente la différence de potentiel entre la surface de la particule, recouverte d'ions opposés et solidement fixés, et le point de neutralité.

[22]. Donc c'est la charge d'une particule au niveau du plan de cisaillement. La valeur de cette charge de surface permet de comprendre et de prédire les interactions entre particules en suspension. La manipulation du potentiel zêta permet d'accélérer la floculation des particules en traitement de l'eau. La diffusion électrophorétique de la lumière se base sur l'influence d'un champ électrique appliqué sur une particule chargée.

Le potentiel zêta peut être positif (cationique) ou négatif (anionique). Le point zêta zéro correspond au potentiel zêta au plan de cisaillement qui est à la limite entre les ions accrochés à la particule et les ions de la couche diffuse [02].

2) Floculation

Les particules déstabilisées par le coagulant s'agglomèrent lorsqu'elles entrent en contact les unes avec les autres. Leur taux d'agglomération dépend de la probabilité de rencontre et de l'efficacité du coagulant. Un mélange lent favorise la floculation des particules qui s'agglutinent pour former des floes décantables

Les réactifs de floculation sont des polymères généralement synthétiques de structure linéaire et de haute masse moléculaire. Le plus souvent, les chaînes macromoléculaires en solution portent périodiquement des groupements chimiques ionisés positifs (cationique), négatifs (anionique) ou neutre (non-ionique) [22].

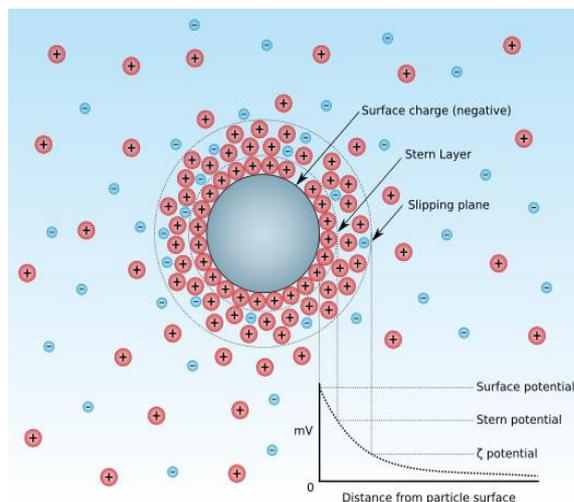


Figure II.6 Représentation schématique du potentiel zêta.

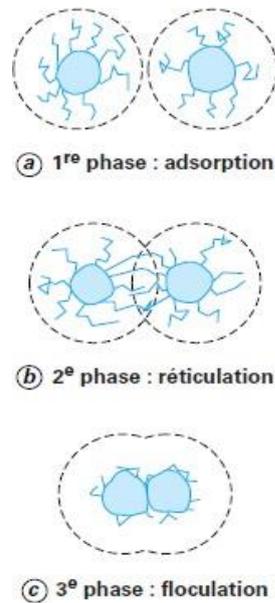


Figure II.7 phases de la floculation

II.2.3 Traitement biologique

Le traitement biologique des eaux usées est effectué grâce à une série de processus importants qui se basent sur la capacité des micro-organismes à oxyder la matière minérale (NH_3 ...) et les matières constitutives de la DCO et de la DBO d'une part (aérobie), et à réduire d'autre part les molécules comportant de l'oxygène : NO_3 (anoxie), SO_4 et CO_2 (anaérobie). Ils vont permettre ainsi d'éliminer la pollution soluble biodégradable et une partie de MES donc les différentes zones nécessaires sont :

La zone anaérobie :

Permet une auto-oxydation. Cela oblige les micro-organismes à puiser l'énergie dans leur réserve pour leur activité et reproduction (la respiration endogène) on obtient ainsi la transformation des produits azotés et carbonés.

La zone anoxie :

Dans cette zone, on crée une hydrolyse sur les effluents.

On transforme l'ammoniaque NH_3 (toxique) en ammonium NH_4 (moins toxique).

Une épuration biologique (boues activées puis bassin de clarification) permet d'éliminer 90 % des virus, 60 à 90 % des bactéries, mais par contre a peu d'effet sur les kystes de protozoaires et les œufs d'helminthes.

On trouve deux groupes de procédés :

- ♣ **Les procédés à culture fixée** où la biomasse épuratrice est fixée sur des supports, l'eau à traiter coule au contact de ces supports. Les micro-organismes fixent donc la pollution organique et la dégradent (bio filtration par exemple).

- ♣ **Les procédés à culture libre** où la biomasse est en suspension dans l'eau à traiter, les microorganismes fixent la pollution et se développent sous forme de floccs biologiques que l'on peut séparer de l'eau traitée par décantation (boues activées par exemple)

II.2.3.1 Procédés extensifs

II.2.3.1.1 Lagunage

Consiste à faire passer les effluents des eaux usées brutes ou prétraitées dans un bassin naturel, ce qui permet de stimuler en amplifiant l'action auto épuratrice des étangs ou des lacs. La pollution est alors dégradée par l'activité bactérienne, l'activité photosynthétique et l'assimilation des substances minérales. Il permet une épuration à charges organique élevées, une bonne élimination de l'azote et du phosphore, ainsi qu'une faible production de boues, mais nécessite des superficies importantes et un contrôle d'exploitation rigoureux.

Cette filière d'épuration s'appuie sur le pouvoir épurateur des végétaux aquatiques : algues, hydrophytes (plantes d'eau libre) et héliophytes (plantes du bord des eaux). Tous les lagunages appliquent le principe suivant : après une première décantation, les eaux usées traversent des bassins de lagunage plantés ou non. L'épuration s'effectue par les plantes et par les microorganismes fixés sur leurs racines et sur des substrats (graviers, sable...), grâce à l'effet filtrant du sol. Dans certains types de lagunes, les conditions aérobies et anaérobies se succèdent ou coexistent, ce qui permet d'obtenir un bon rendement d'épuration des nutriments (azote et phosphore). [23]

II.2.3.1.1.1 Le lagunage aérobie naturel

Il peut être à microphytes, à macrophytes ou mixtes. Dans le 1^{er} cas, il s'agit de bassins peu profonds (1- 2 m) où l'effluent séjourne de 2 à 3 mois ; il s'y développe des algues qui assurent l'oxygénation des eaux.

Celles-ci partent avec l'effluent, ce qui amoindrit le rendement d'épuration.

Cependant le procédé est simple, d'entretien facile si la charge ne dépasse pas 5 kg de DBO₅ par jour et par hectare de bassin. En cas de bassin en série, la 1^{ère} lagune peut d'ailleurs supporter des valeurs plus élevées, bien qu'inférieures à 100 kg de DBO₅/ha. j. Les microphytes sont des algues microscopiques et représentées dans les algues par les groupes suivants :

- ♣ Algues bleues (cyanophycées) plus proches des bactéries que des algues.
- ♣ Algues vertes (chlorophycées).
- ♣ Algues brunes (diatomées).

Les **lagunes à macrophytes** se situent généralement en position finale d'un système d'épuration par lagunage, car les microphytes qui sont souvent récoltés permettent une élimination directe des sels nutritifs assimilés, comme ils contribuent à la réduction des algues microscopiques.

Les macrophytes sont représentées par :

- ♣ Les phragmites (roseaux) aquatiques ou semi-aquatique.
- ♣ Les typhas (massettes).

Les **lagunes composites ou mixtes** sont constituées de bassins où les macrophytes et les microphytes sont associées. Aucune recirculation de l'effluent ne s'avère nécessaire. L'oxygénation du milieu résulte des échanges eau-air et surtout de l'activité photosynthétique des végétaux [24].

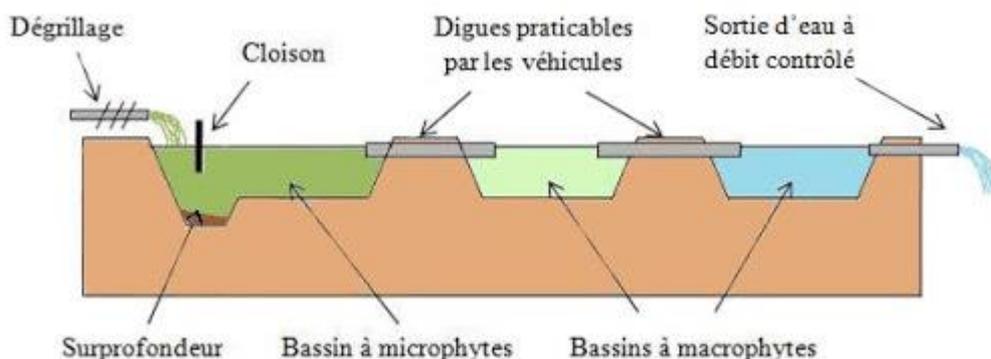


Figure II.8 Le lagunage naturel

II.3.3.1.1.2 lagunage aéré

Dans ce cas, on a recours à la fourniture d'O₂ qui joue le rôle d'oxygénation et de brassage pour éviter tout dépôt et toute fermentation anaérobie : on aboutit ainsi à la notion de lagunage aérée. La plupart des lagunes sont de type **aéré facultatif**. L'agitation créée par le dispositif d'aération étant insuffisante pour le maintien en suspension de toutes les matières apportées ou produites, il se développe nécessairement en plus de l'action aérobie, une fermentation anaérobie dans les dépôts de fond. La culture bactérienne reste peu concentrée (100 à 500 mg/L) puisqu'il n'y a pas de recyclage à partir du clarificateur. La charge volumique C_v est très faible (0.05-0.7 kg DBO₅/m³ de lagune/j) ; par contre, la charge massique C_m est supérieure à 0.1 Kg de DBO₅ de boues/j et peut atteindre 1Kg de DBO₅/ Kg de boues en raison de la faible concentration en boues activées.

En cas de bassins en série :

- ♣ La 1^{ère} lagune peut supporter jusqu'à 100 Kg de DBO₅/ha/j .
- ♣ La lagune d'aération dans laquelle se réalisent l'aération, la croissance et la stabilisation partielle de la culture bactérienne et l'essentiel de l'attaque de la charge biodégradable.
- ♣ La lagune de décantation dans laquelle les matières décantables se séparent physiquement de l'eau épurée.

Le lagunage aéré ne se différencie d'un traitement biologique par boues activées que par l'absence de recirculation de la culture bactérienne. La croissance de cette dernière est en permanence en état d'équilibre entre la phase exponentielle et la phase ralentie [24].

Phase de ralentissement : Elle correspond à l'épuisement du milieu de culture avec disparition d'un ou plusieurs éléments nécessaires à la croissance bactérienne. Dans certains cas, la phase de ralentissement peut être due à l'accumulation de produits inhibiteurs provenant du métabolisme bactérien [33].

Phase exponentielle de croissance Cette phase est obtenue quand le taux de reproduction cellulaire atteint son maximum et reste constant en présence d'une concentration non limitant en substrat. Elle est évaluée par le temps de génération t_g (ou de doublement) de la population bactérienne, qui prend alors sa valeur minimale [33].

II.2.3.1.1.2.1 La conception au fil de l'eau

1. Prétraitement

En réalisations plus importantes, à partir de 1000 EH, il y a lieu d'étudier une pré épuration mécanique

a) Dégrillage

Il faut surdimensionné le dégrillage pour n'effectuer qu'un nettoyage par semaine, dont un by-pass est indispensable.

b) Dessablage

Il est uniquement nécessaire pour un réseau acheminant des quantités importantes de sables.

c) Dégraissage

une cloison siphonide est placée à l'arrivée des eaux usées dans la lagune d'aération pour empêcher le passage d'huiles, de flottants, et de toutes autres matières flottantes [34].

2. Lagunes

a) Lagune d'aération

L'aération mécanique favorise le développement des bactéries au détriment de la population algale. Pour limiter les dépôts qui peuvent perturber le traitement et pour prévenir la formation d'algues microscopiques, il est nécessaire de surdimensionné les aérateurs. L'étanchéité de la lagune doit être effectuée par géo membrane pour limiter les risques de dégradation des berges dus au fort batillage de l'eau en mouvement. Des dalles bétonnées complètent la protection contre les affouillements au droit de la turbine. C'est dans cette lagune qu'ont lieu la croissance bactérienne et l'oxydation de la pollution organique [34].

b) Lagune de décantation

C'est le lieu de séparation physique des boues biologiques et de l'eau épurée. Cette lagune doit être régulièrement curée afin d'éviter les odeurs et la dégradation du traitement par les dépôts de boues.

c) Lagune de finition

Affiner le traitement notamment au niveau de l'azote, voire du phosphore.



Figure II.9 Le lagunage aéré

II.2.3.1.1.3 Lagunage anaérobie

Il s'effectue sur de grands bassins de 3 à 4 m de profondeur où les MES décantent et subissent l'ensemble des processus anaérobies. Il s'agit d'un processus lent à s'établir et sensible à de nombreux facteurs dont la température. Par ailleurs, des nuisances sont à craindre (odeur). La dégradation de la M.O est assurée par des bactéries anaérobies.

L'accumulation des boues au fond du bassin favorise le processus de digestion qui se traduit par la formation et le dégagement des bulles de gaz vers la surface du bassin. Le temps de séjour varie suivant la saison entre 2.5-3 jours en été et 5-7 jours en hivers. En raison de la forte charge des effluents, ces lagunes anaérobies sont toujours utilisées en tête d'installation. Elles permettent une élimination de MES et une réduction de la charge organique. A la sortie des bassins anaérobies placés en tête de chaîne de traitement, l'effluent présente une faible teneur en MES et une réduction de 40% à 60% en termes de DBO_5 [24].

II.2.3.2 Procédés intensifs

II.2.3.2.1. Lit bactérien (culture fixe)

L'épuration sur lit bactérien est le plus ancien procédé biologique. Des bactéries sont cultivées sur un substrat neutre, comme de la pierre concassée, de la pouzzolane (sable volcanique), du mâchefer ou du plastique. On fait passer l'effluent sur le substrat. La difficulté consiste à trouver la bonne vitesse du flux d'eau, qui ne doit pas être trop rapide (pour permettre la dégradation bactérienne) ni trop lente (pour une bonne évacuation de MES en excès). Une épuration sur lit bactérien est plus efficace qu'un traitement à boues activées car elle élimine non seulement les virus et les bactéries (respectivement 30 à 40 % et 50 à 95%) mais aussi les œufs d'helminthes (20 à 90 %) et les kystes de protozoaires (83 à 99 % des kystes d'*Entamoeba histolytica*) [16]

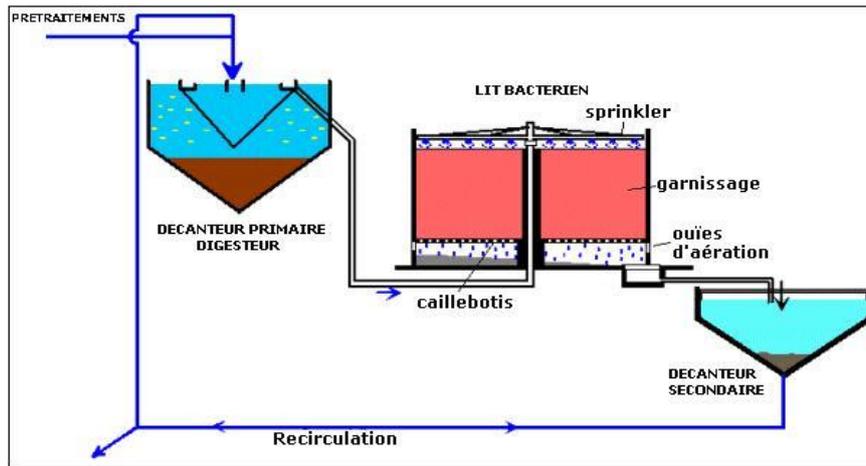


Figure II.10 Schéma de la filière lit bactérien

II.2.3.2.2 Disque biologique (culture fixe)

L'eau usée, préalablement décantée, alimente un ouvrage dans lequel des disques fixés sur un axe horizontal 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 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 [25].

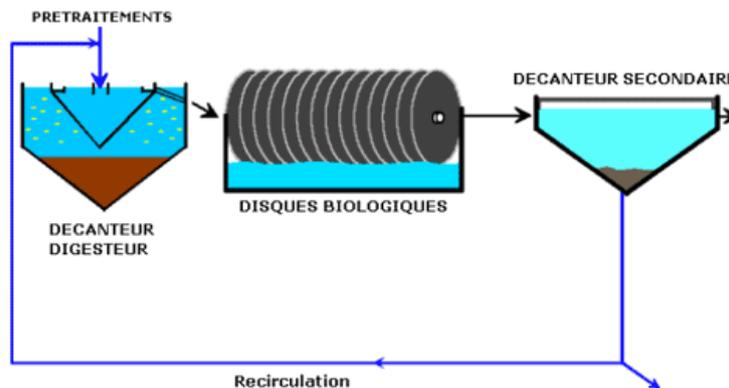


Figure II.11 schéma du disque biologique

II.2.3.2.3 Procédé à boue activée

Le procédé d'épuration biologique par boues activées peut s'effectuer par voie aérobie ou anaérobie. Dans les deux cas, ce sont des microorganismes adaptés au procédé qui se multiplient en absorbant la pollution organique (bactéries hétérotrophes assimilant les matières organiques). Les boues activées sont des cultures bactériennes sous forme de suspension d'agrégats biologiques. Le réacteur biologique aérobie ou bassin d'aération contient les micro-

organismes qui assurent l'épuration. Des bactéries, des protozoaires, parfois des champignons, des rotifères et des nématodes constituent essentiellement la microfaune, appelée communément boue activées.

Une station qui produit des boues est une station qui élimine la pollution des eaux, ces boues constituent une pollution formée de matières en suspension, matières organiques, azote, phosphore...etc.

Si on n'extrait pas les boues des ouvrages d'épuration : Décanteurs, bassins d'aération, clarificateur, on aura une forte accumulation qui perturbera le fonctionnement de ces ouvrages, il faut évacuer les boues régulièrement des ouvrages d'épuration.

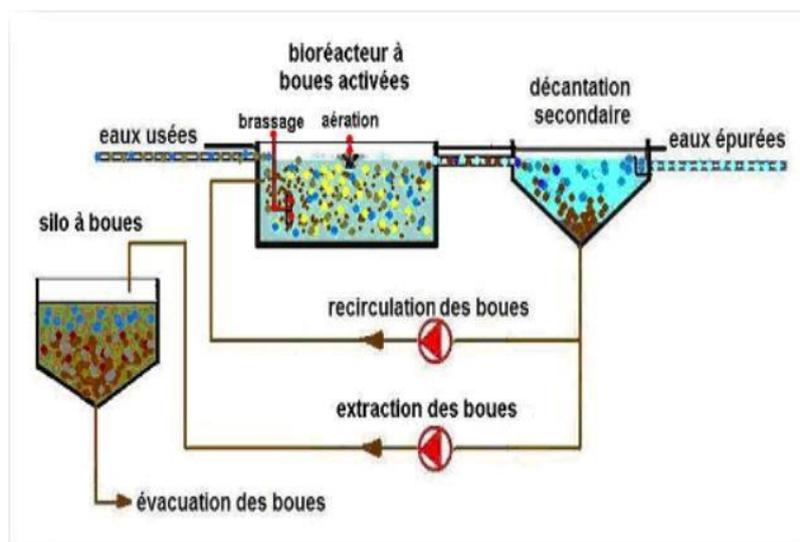


Figure II.12: Schéma d'un procédé à boues activées.

II.2.3.2.3.1 Origine des boues urbaines

Les caractéristiques des boues dépendent fortement de la charge polluante de l'effluent traité ainsi que des techniques d'épuration mises en place. Une distinction se fait ainsi en fonction du traitement du quelle proviennent et trois types de boues sont repérés [26].

a) Les boues primaires : produites lors de la première décantation. Présentent des concentrations de l'ordre de 50 g/L et un taux de matière organique de 50% à 70% Constituent les dites boues fraîches et sont extrêmement fermentescibles.

b) Les boues physico-chimiques ; produites lors de la décantation forcée par l'injection de réactifs chimiques. Elles présentent un taux de matières organiques de 40% à 65% et des concentrations variant de 10 à 60 g/L selon les réactifs et les méthodes physiques de décantation.

c) **Les boues biologiques** ; engendrées par le métabolisme de la pollution organique biodégradable par épuration biologique. Elles présentent un taux de matières organiques de 50% à 70% et des concentrations variant entre 20 et 30 g/L [14].

Dans tous ces cas, les boues contiennent une importante quantité d'eau variant entre 95% et 98%. Elles génèrent une forte pollution olfactive, si non-stabilisées, et peuvent contenir des substances toxiques. Le traitement des boues est donc indispensable afin d'éviter l'impact sur l'environnement [24].

II.2.3.2.3.2 Paramètres de fonctionnement des stations à boues activées

1) Charge massique (C_m)

La charge massique C_m est le rapport entre la quantité de pollution (le substrat) introduite dans le réacteur et la masse de boues activées MVS dans le réacteur. Cette notion C_m est importante car elle conditionne le bon fonctionnement de boue activée, tel que :

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

$$C_m = \frac{[DBO_5] \times Q_j}{V_{BA} \times MVS}$$

II.1

C_m : la charge massique (kg DBO₅ / kg MVS.j).

V_{BA} (m³): volume de bassin d'aération.

MVS (kg/m³): concentration en matière sèche.

Q_j (m³/j): débit journalier d'eau résiduaire à épurer.

2) Charge volumique C_v

La charge volumique C_v est le rapport de la pollution journalière reçue en Kg de DBO₅ au volume de bassin d'aération. Cette donnée permet d'évaluer le volume de bassin et elle n'a aucune signification biologique.

$$C_v = \frac{([DBO_5] \times Q_j)}{V_{BA}}$$

II.2

C_v : la charge volumique kg DBO₅ / m³. j.

V_{BA} (m³): volume de bassin d'aération.

Q_j (m³/j): débit journalier d'eau résiduaire à épurer [27].

3) L'Age des boues

L'âge des boues est le rapport entre la masse de boues présentes dans le réacteur et la masse journalière de boues extraites de la station. Cette notion d'âge de boue traduit la présence ou l'absence de germe de nitrification.

$$\text{Age} = \frac{C_{b.t}}{C_{b.ex}} = \frac{(MES_{BA} \times V_{BA})}{C_{b.ex}} \quad \text{II.3}$$

Age: âge des boues (h).

C_{b.t} : concentration en solide (ou solide volatil) de la liqueur mixte (mg/l).

C_{b.ex} : concentration en solide (ou solide volatil) des boues (mg/l).

L'âge des boues est inversement proportionnel à la charge massique [27].

4) Indice de Mohlman

L'indice de décantation dite l'indice de Mohlman, est l'un des paramètres utilisés dans les contrôles des boues biologiques des STEP des eaux usées. Cet indice détermine le volume de boue activée décantée en une demi-heure (en ml) par rapport à la masse de résidu sec de cette boue [19].

$$I_m = V_{30} / M$$

Avec :

V₃₀: volume de boue obtenu après 30 minutes de décantation d'un litre de boue activée.

Une boue activée de bonne qualité a un indice de Mohlman inférieur ou égal à **100**.

II.2.3.2.3.3 Paramètres influents dans les bassins à boues activées

Le bon fonctionnement de la digestion anaérobie dépend de plusieurs facteurs :

♣ Température

L'influence de la température est importante dans les phénomènes biologiques, elle intervient sur la vitesse de croissance des bactéries. Une température de la masse de boue est de 33 à 35°C [19].

♣ PH :

Les systèmes biologiques acceptent une gamme de pH allant de 5 à 9 avec une zone optimale de 6 à 8 [28].

♣ Effet des substances toxiques

La nature des substances toxiques est souvent d'origine métallique. La présence dans l'eau à épurer de ces substances toxiques se traduit par un arrêt partiel ou total de l'activité bactérienne, les concentrations maximales admises dans l'effluent sont (mg/l) : Cu (1à2), Zn (3à10), Cr (5 à15), Pb (5à15), Al (2à5), Hg (0,5 à 1) [28].

II.2.4 Décantation secondaire

La décantation secondaire, également appelée clarification, intervient après un traitement biologique ou chimique, afin d'éliminer les flocs issus des traitements biologiques ou chimiques. Lors d'une phase de décantation, la liqueur mixte maintenue en suspension dans le bassin d'aération, passe dans un bassin de clarification de forme circulaire pour y être clarifiée. Le floc se sépare dans l'eau interstitielle et se dépose sur le radier de l'ouvrage de clarification, tandis que l'eau clarifiée est évacuée par surverse dans une rigole périphérique [17].

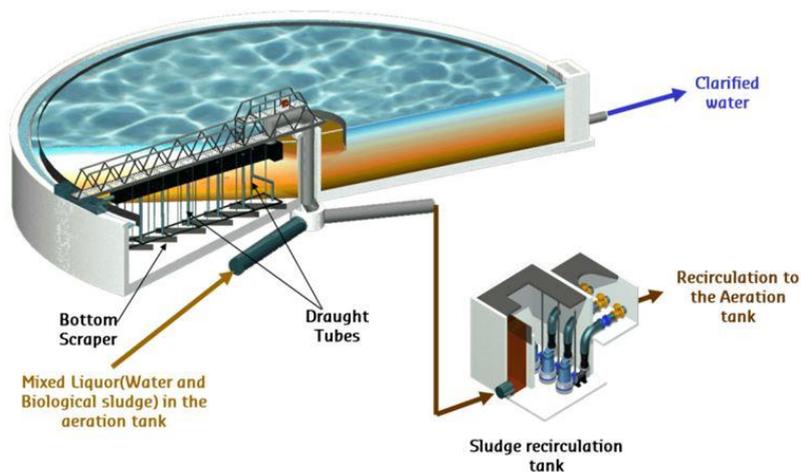


Figure II.13 schéma d'un décanteur secondaire

II.2.5. Traitement tertiaire

Selon l'objectif final prévu pour les eaux usées traitées, les critères de qualité ne sont pas les mêmes que lors d'un rejet direct en sortie de STEP. Ainsi, il y a une obligation de mettre en place un traitement tertiaire et de choisir le ou les procédés qui sont les plus adaptés vis-à-vis de la réutilisation désirée et de la qualité de l'effluent en sortie de station.

Le traitement tertiaire consiste essentiellement en une désinfection de l'eau juste avant rejet, parfois aussi en un affinage préalable du traitement précédent. Il est effectué de manière très variable, allant d'un simple ajout d'eau de javel ou de chlore justement dosé à un passage sous des lampes à UV. Certains encore utilisent de l'ozone (un gaz fabriqué sur place car il est instable), d'autres stockent l'eau dans des bassins peu profonds favorisant l'action du soleil.

Les traitements tertiaires les plus courants sont la dé-phosphatation, l'élimination des matières azotées et la désinfection.

II.2.5.1 Déphosphatation

L'élimination du phosphore concerne les traitements de déphosphatation, soit physico-chimique soit biologique. La déphosphatation biologique, de développement récent, est basée sur la succession de phases anaérobies et aérobies au cours du traitement biologique mais son rendement est en générale moins bon que celui de la déphosphatation physico-chimique [4].

La déphosphatation réalisée par précipitation physico-chimique en présence de sels minéraux comme le sulfate d'ammonium ou le chlorure ferrique s'effectue soit simultanément aux réactions biologiques dans le bassin de boues activées, soit en traitement final.

II.2.5.2 Elimination des matières azotées

Dans les eaux usées urbaines l'azote se présente essentiellement sous la forme d'azote organique N_{org} (urines, protéines) et d'azote ammoniacal NH^+4 . Il est rejeté 13 à 15 g d'azote par habitant et par jour, dont deux tiers sous la forme ammoniacale et un tiers sous forme organique. Dans les stations d'épuration conventionnelles ne visant que l'élimination de la pollution carbonée, seule une fraction de l'azote (environ 20%) est éliminée. Une élimination plus poussée nécessite la mise en place d'une filière de traitement spécifique assurée par le bassin d'anoxie, dont la dénitrification est réalisée dans un bassin distinct, non aéré, placé en amont du bassin d'aération. L'apport de nitrates est assuré par la boucle de recirculation des boues depuis le clarificateur ainsi que par une boucle de recirculation dite « de la liqueur mixte » allant du bassin d'aération vers la zone d'anoxie.

L'apport de carbone organique nécessaire à la dénitrification est assuré par les eaux usées prétraitées entrant dans la zone d'anoxie.

L'efficacité du bassin d'anoxie dépend de trois facteurs principaux :

- ♣ Le maintien de conditions anoxiques ($O_2 = 0$),
- ♣ La charge et la qualité de la matière organique apportée par l'eau usée,
- ♣ L'apport de nitrates par l'intermédiaire des boucles de circulation et de recirculation.

Pendant l'épuration biologique, l'azote organique N_{Org} et l'azote ammoniacal NH^+4 se transforment en nitrites NO_2 et nitrates NO_3 puis en azote moléculaire N_2 (gazeux) selon plusieurs phases.

II.2.5.3 Désinfection

Elle est nécessaire lorsque les eaux usées traitées sont rejetées dans un milieu aquatique à usage balnéaire (plages, zones d'activités nautiques ou touristiques) ou pour diminuer le risque de contamination humaine (prise d'eau potable, conchyliculture). Pour éliminer les germes pathogènes, les techniques classiques sont utilisées : chloration, ozonation, chaleur, irradiation par rayonnement ultraviolet (UV), filtration sur membrane ou ajout d'agent chimiques qui agissent sur la cellule en induisant des composés toxiques ou des modifications conduisant à la mort des germes pathogènes) .

Les agents chimiques tels que Km_nO_4 , H_2O_2 , O_3 provoquent une oxydation pure et simple de la cellule . Le désinfectant idéal doit être un germicide puissant et à action rapide, mais présentant une faible toxicité vis-à-vis des formes vivantes plus évoluées et une faible affinité pour les constituants chimiques de l'eau. De nos jours, la désinfection est généralement réalisée par chlore ou l'ozone.

II.2.6 Traitement des boues

Les boues, qu'elles soient primaires ou secondaires sont le résultat de l'épuration des eaux usées. Elles sont fortement chargées et contiennent souvent des éléments toxiques qu'il faut enlever ou neutraliser. Les étapes pour le traitement des boues se résument ainsi : Epaissement, digestion, filtration, centrifugation, séchage, incinération, épandage, enfouissement.

La chaîne de traitement de l'eau concentre la pollution et la biomasse excédentaire dans les boues, qui sont évacuées au niveau des décanteurs primaire et secondaire (clarificateur), ou du lavage des bio filtres. Les boues sont un « liquide » comprenant entre 1 et 4 % de matière sèches. Afin d'éliminer et éventuellement de valoriser ce sous-produit, une chaîne de traitement est nécessaire. Les étapes de conditionnement de la boue ont pour objectifs d'en réduire le volume, de stabiliser la boue (suppression des odeurs), d'hygiéniser la boue (réduction des germes pathogènes) ainsi que de conditionner la boue pour une valorisation matière ou énergétiques.

II.2.6.1 Epaissement des boues

Les boues, avant leur élimination, subissent un traitement adapté à leur nature ainsi qu'à leur destination, afin d'en réduire le volume, en éliminant l'eau (les boues sont, en effet, extraites liquide du système de traitement de l'eau). Ceci est réalisé par un procédé d'épaissement qui est une concentration de la boue par décantation puis par un procédé de déshydratation permettant d'éliminer une quantité d'eau liée aux MES plus importante, par filtre presse ou centrifugation [4].

Les matières organiques présentes dans les boues leur confèrent un caractère fermentescible qui se traduit lors de leur stockage par l'émission de nombreuses molécules odorantes (H_2S , mercaptan.....). Cette activité biologique indésirable peut être maîtrisée soit en la contrôlant dans un réacteur adéquat soit en augmentant le pH par une addition de chaux. Deux familles de procédés biologiques peuvent être utilisées : la digestion anaérobie ou la stabilisation aérobie thermophile [29].

Différents moyens sont mis en œuvre pour l'épaissement des boues. Ces moyens sont de deux ordres :

- ♣ Épaissement par décantation ou épaissement statique.
- ♣ Épaissement dynamique : flottation, égouttage, centrifugation

II.2.6.2 Stabilisation

L'un des trois principaux processus utilisés pour la stabilisation des boues permet une réduction de la MO présente, afin de:

- a) Réduire les pathogènes
- b) Éliminer les odeurs
- c) Réduire ou éliminer la capacité de putréfaction de la MO

Les processus de stabilisation sont soit : biologiques (aérobie ou anaérobie, à température ambiante ou thermophile), chimiques (chlorure ferrique, chaux ou poly électrolytes) ou thermiques [14].

II.2.6.3 Déshydratation

Il s'agit d'une opération physique (naturelle ou mécanique) employée pour réduire le taux d'humidité de la boue et son volume. Ses principaux objectifs sont:

- ♣ Augmenter la teneur en matière sèche de 3-40%
- ♣ Diminuer les coûts de transport par réduction de volume
- ♣ Améliorer la manipulation et le transport des boues
- ♣ Éviter les odeurs
- ♣ Augmenter le pouvoir calorifique par baisse de l'humidité

Les systèmes les plus répandus sont les systèmes mécaniques devant les systèmes naturels. Du point de vue économique, les technologies de déshydratation prévalent dans l'ordre décroissant:

- ♣ Centrifuge
- ♣ Filtres de presse de courroie
- ♣ Filtres de presse

La différence entre ces deux derniers appareils se constituent en que :

Les filtres presse disposent d'une série de plaques rectangulaires verticales disposées les unes derrière les autres sur un châssis. Sur les faces de ces plaques sont placés des tissus filtrants, généralement en tissus synthétiques. L'espace qui reste entre deux plaques, dans leur partie centrale creuse, est l'épaisseur qui sera acquise par la tourte résultante. Cette épaisseur peut varier entre 15 et 30 mm.

La surface des filtres presse peut mesurer jusqu'à 400 m², et la surface des plaques de 2 m². Ces filtres sont généralement formés de plus de 100 plaques. Le processus de filtrage varie entre 25 heures, en fonction de la durée des différentes étapes : Remplissage, Filtrage, Téléchargement, Nettoyage. Avec ce processus de traitement des boues, on obtient une étanchéité de 35-45 % en fonction des caractéristiques des boues à traiter. Il est nécessaire de disposer d'une personnel spécialisé et qualifié pour sa maintenance et son exploitation.

Par ailleurs, Le filtre presse de la courroie est un des types les plus courants de l'équipement de traitement des boues. Appuyez sur la courroie du filtre à atteindre la déshydratation des boues en apportant les boues entre deux courroies de déménagement sous tension. Comme le passage des courroies Grâce à une série de rouleaux de différents diamètres, le liquide piégé entre le solide est pressé dehors dont le Fonctionnement de ce filtre est automatisé, il a une bonne durabilité, à faible encombrement

Avec une Haute efficacité, une grande capacité de traitement, une Faible consommation électrique, aucune vibration, pas de bruit et un Faible coût de fonctionnement [32].

II.2.6.4 Incinération des boues

Le problème des boues se pose en termes d'évacuation ; trois solutions sont possibles :

- ♣ La mise en décharge de boues stabilisées et déshydratées mais n'est plus réalisables.
- ♣ La valorisation agricole par épandage sur des sols agricoles où elles vont jouer un rôle d'engrais. Elles sont utilisées sous forme liquide, solide ou sous forme de composte, mais toujours stabilisées.
- ♣ L'incinération qui présente un intérêt pour les boues auto combustible, c'est-à-dire fraîches et déshydratées [29].

Quelle que soit la technique d'incinération, les fumées doivent être traitées avant rejet dans l'atmosphère. Ce traitement est d'autant plus complexe que la charge en poussière des fumées est élevée. Réalisé en plusieurs étapes, le traitement des fumées peut nécessiter un pré-cyclonage, un dépoussiérage électrostatique, un lavage, voir éventuellement une oxydation catalytique [29].

II.3 Les critères de choix d'un procédé d'épuration

Il faut opter pour une filière de traitement qui réponds aux critères suivant :

II.3.1 La surface disponible pour le projet

La surface du site conditionne bien entendu la mise en œuvre de la filière d'épuration pour le lagunage requiert une surface de 6 m² à 8 m² par EH.

Il faut toujours prendre en considération la possibilité de faire une extension et l'ajout d'un traitement tertiaire si c'est nécessaire au fil des années.

II.3.2 L'environnement du site

L'environnement du site tel que l'éloignement des habitations, la présence des espaces agricoles et commerciale, le notions de sécurités, de bruit etc... devront être prise en compte.

II.3.3 Destination des effluents traités et usage du milieu récepteur

C'est évidemment le paramètre le plus important en matière d'impact. On peut distinguer sept milieux récepteurs principaux d'où découlent des contraintes spécifiques :

- ♣ Le rejet en cours d'eau sans usages humains à proximité du rejet (traitement simple)
- ♣ Le rejet dans un cours d'eau avec usages humains à proximité du rejet (Cette configuration suppose une désinfection plus ou moins poussée suivant le taux de dilution).
- ♣ Le rejet dans une zone qui présente des risques d'eutrophisation. Il sera nécessaire d'éliminer l'azote et le phosphore par un traitement poussé.
- ♣ L'utilisation directe en maraîchage où il sera nécessaire d'assurer une qualité bactériologique et virale parfaite tout en gardant une partie de la matière organique.
- ♣ Les zones d'infiltration avec une nappe proche
- ♣ Les rejets en mer, le traitement devant être différent s'il s'agit d'un émissaire profond ou d'un émissaire court.

II.3.4 Quantité et qualité d'effluents à traiter

C'est un paramètre essentiel qui fixera la taille à donner aux ouvrages et le mode de traitement s'il s'agit d'un effluent mixte (domestique et industriel).

II.3.5 Alimentation en électricité

Il est bien évident qu'il faudra éviter des traitements gourmands en énergie si la seule source de production de courant électrique est un groupe électrogène. Il existe des filières de traitement avec digestion anaérobie des boues qui dégagent du méthane, ce gaz pouvant être utilisé pour produire de l'énergie électrique en complément du secteur ou d'un groupe. Dans tous les cas, un bilan énergétique doit être réalisé avant de fixer un mode de traitement.

II.3.6 Facilités d'accès routier

Si une station d'épuration n'est plus accessible après deux ans de sa construction, pour des raisons d'urbanisation, son entretien et sa maintenance deviennent totalement impossibles. Si l'accès est difficile, il faudra éviter les techniques qui nécessitent de fréquents passages de camions, et favoriser des méthodes plus rustiques ne nécessitant pas d'importants moyens en entretien.

II.3.7 Nature du sol et du sous-sol

Avant le choix de la filière de traitement des eaux usées il faut déterminer la constitution du sol ou du sous-sol pour la réalisation des ouvrages.

II.3.8 Projets d'extension

Pour les projets d'extension à moyen terme du site les ouvrages d'épuration devront présenter un fonctionnement modulable, ce dernier permettra facilement d'adapter la capacité des ouvrages aux évolutions de la zone concernée.

II.3.9 Structure en charge d'exploitation

Le suivi et l'entretien d'un procédé est un paramètre très important pour le choix d'une filière d'épuration car il sera possible d'adapter le mode de traitement aux capacités de ces derniers.

Si une lagune peut être entretenue (nettoyage, curage), par du personnel sans qualification, mais ce n'est pas le cas pour les unités de traitement par boues activées qui requièrent un suivi régulier, des prises de décisions, un entretien spécifique poussé et un sens du diagnostic préalable au réglage des installations.

II.4 Conclusion

Les eaux usées avec leurs différentes caractéristiques présentent un risque majeur pour le milieu récepteur car elles contiennent des polluants qui mettent en danger l'être humain et son environnement.

Dans ce chapitre, nous avons mis en exergue les différentes techniques d'épuration existantes. Toutefois, le choix du procédé est basé sur les critères déjà cités comme : la qualité des effluents à traiter, la réutilisation des eaux épurées ainsi que la nature du milieu récepteur ...etc.

En effet, l'intérêt de l'épuration consiste à trouver la méthode la moins couteuse et la plus efficace celle qui présente une basse nuisance auditive et olfactive.

Dans ce cadre, l'objectif de notre travail est une étude comparative entre deux techniques, les plus utilisées par le monde et en Algérie, en l'occurrence le lagunage aéré et les boues activées. Notre choix est motivé par les nombreux avantages que ces deux procédés présentent et qui sont cités dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.1 : Avantages et inconvénients des procédés le lagunage aéré et les boues activées

	Les avantages	Les inconvénients
Lagunage aéré	<ul style="list-style-type: none"> • Variation de charges hydrauliques et/ou organiques importantes. • Effluents très concentrés. • Effluents déséquilibrés en nutriments (cause de foisonnement filamenteux en boues activées). • Traitements conjoints d'effluents domestiques et industriels biodégradables. • Bonne intégration paysagère. • Boues stabilisées. • Curage des boues tous les deux ans. 	<ul style="list-style-type: none"> • Rejet d'une qualité moyenne sur tous les paramètres. • Présence de matériels Electromécaniques nécessitant l'entretien par un agent spécialisé. (microscopiques). • Coûts d'investissement élevés en lien avec l'étanchéité naturelle des sols (Imperméabilisation des lagunes). • Conditions d'évacuation des boues très délicates.
Boues activées	<ul style="list-style-type: none"> • Adaptée pour toute taille de collectivité (sauf les très petites). • Bonne élimination de l'ensemble des paramètres de pollution (MES, DCO, DBO₅, N par nitrification et dénitrification). • Adapté pour la protection de milieux récepteurs sensibles. • Boues légèrement stabilisées. 	<ul style="list-style-type: none"> • Coûts d'investissement assez importants. • Consommation énergétique importante. • Nécessité de personnel qualifié et d'une surveillance régulière. • Forte production de boues qu'il faut concentrer.

Chapitre III

III.1 Introduction

L'ensemble des eaux usées collectées par les réseaux d'assainissement quel que soit sa nature peuvent être nuisibles pour les milieux récepteurs et causé des problèmes environnementaux fatals en cas de rejet sans traitement. Ce problème devient de plus en plus rencontré à cause de la croissance démographique, dont il est indispensable de faire la conception d'une nouvelle station d'épuration et c'est le cas pour la commune de Mers El Kebir, dans le cadre de la protection de l'environnement d'une façon générale.

Dans ce chapitre, nous allons présenter l'agglomération de Mers El Kebir, en indiquant sa situation géographique et climatique, l'aspect hydrographique, géologique, ses équipements, ses infrastructures et son aspect hydraulique.

III.2 Situation géographique

La commune de Mers El Kebir est située au Nord-Ouest de la wilaya d'Oran, à 6 km du chef-lieu de la wilaya.

La commune est délimitée :

- ♣ **Au Nord** par la mer méditerranée.
- ♣ **Au Sud** par la commune de Messregine.
- ♣ **A l'Est** par la commune d'Oran.
- ♣ **A l'Ouest** par la commune d'AIN Türk.

Cette commune se trouve à une altimétrie comprise entre 5 et 500 m (Djbel Murdjadjou) aux données NGA.

Mers El Kebir a une superficie de 26 Km² avec 6 Km de longueur sur 4 Km de largeur environ aux coordonnées UTM 30N (WGS84)

X1=704 406.57 m X2=711 562.33 m

Y1=3 952 313.32 m Y2=3 956 990.28 m



Figure III.1 : Situation Géographique de la commune de Mer El Kebir

III.3 Situation géologique

Les terrains de la région oranaise comprennent deux séries bien distinctes de roches sédimentaires. Les plus anciennes sont des formations anténéogènes caractérisées par des dépôts post nappes et constituées par des terrains autochtones d'âge primaire et secondaire et des terrains allochtones (nappe de charriage) d'âge crétacé inférieur, Oligocène. Et les plus récentes sont des formations néogène et quaternaire et qui correspondent à une épaisseur d'accumulation de dépôts mio-plioquaternaire post-nappes issues du démantèlement des reliefs environnants et reposent en discordance sur les formations plus anciennes.

Entre le dépôt des deux séries, la région a subi une période d'émersion, avec une phase d'orogénèse liée au mouvement tectoniques du système Alpin.

Les formations pré-tertiaires formant l'essentiel de la chaîne de Murdjadjou, leur âge s'échelonne du jurassique moyen au Barrémien. On y distingue deux groupes de terrains qui sont : (du plus ancien vers le plus récent) :

Des schistes et des quartzites auxquels succédant dans l'ordre stratigraphique, des calcaires lités. Leurs affleurements occupent de petites surfaces sur les hauteurs dominant le côté occidental de la ville d'Oran.

es schistes calcaires et des calcaires plus ou moins dolomitiques : leurs affleurements forment une bande continue sur le flanc Sud, en plages discontinues.

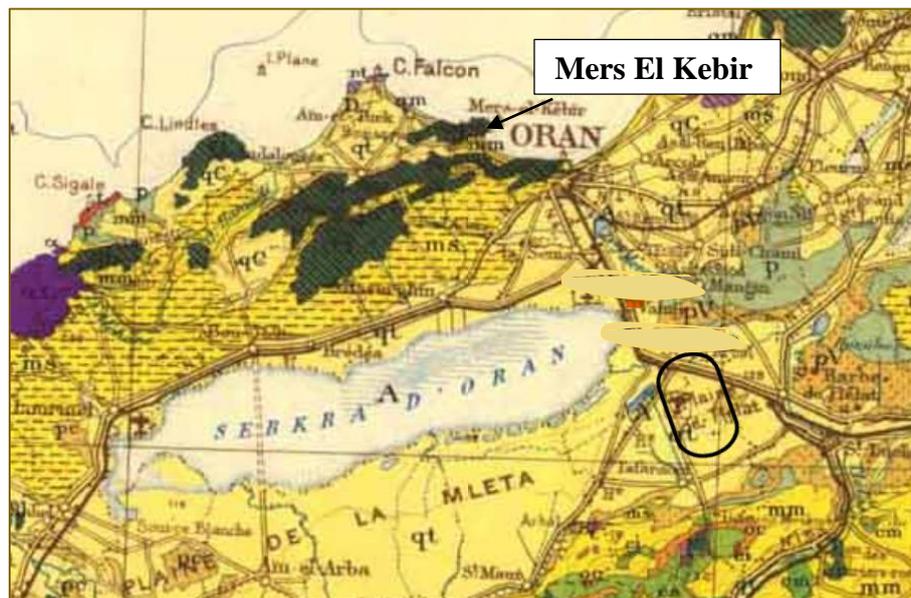


Figure III.2 Carte géologique du bassin de la Sebkhra (Sogreah, 2004)

III.4 Aperçu sismique

Le littoral oranais a subi des phases de sédimentation et de tectonique qui ont eu pour effet à découper les massifs littoraux en horsts en grabens selon trois familles d'accidents verticaux. Une des conséquences les plus importantes est l'installation du bassin de la Sebkhra encadré par des failles direction ord 60°.

La zone d'étude s'inscrit dans une zone de tectonique calme et au relief assez mou. Aux portes mêmes d'Oran, l'Ouest les conditions changent brutalement.

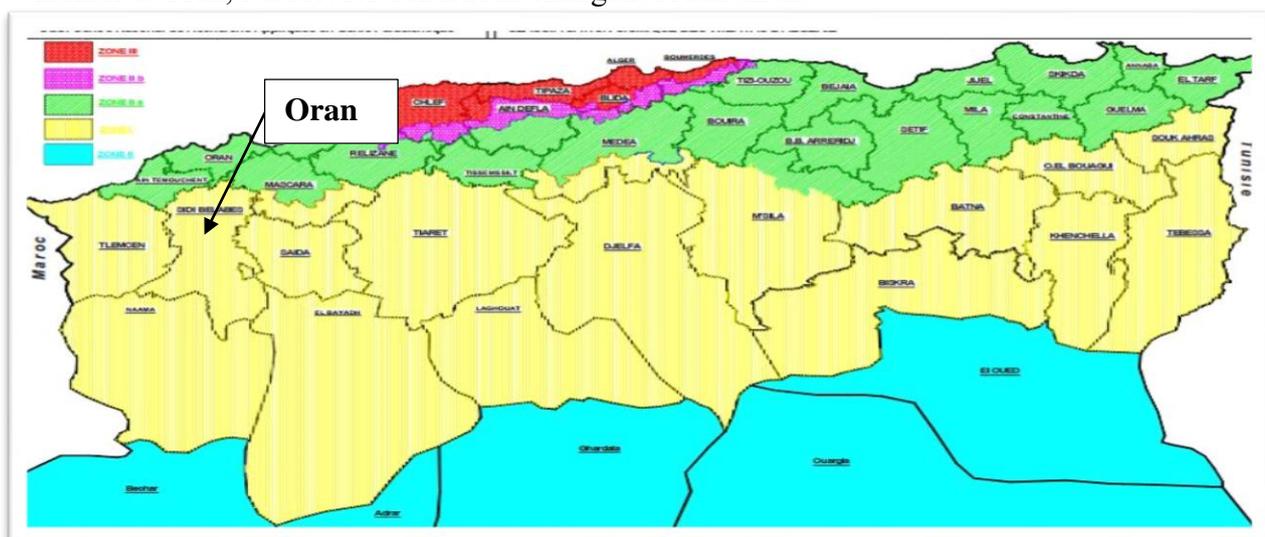


Figure III.3 : Carte de zonage sismique du territoire national (RPA 99 / Version 2003)

III.5 Situation démographique

La commune de Mers El Kebir est caractérisée par un taux de croissance de sa population de 1,9% récolté auprès de l'Ons et qui servira de paramètre de calcul pour l'évolution aux différents horizons demandé mesuré par l'équation suivante :

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

P : Population projetée à l'horizon n

P₀ : Population de l'année de référence.

t : taux de croissance

n : la période considérée

Tableau III.1 : Population projetée à l'horizon

Année	2008	2020	2035	2050
Population Total	16 970	21 270	28 209	37 411

III.6 Réseau Hydrographique La région est connue par la rareté des cours d'eau côtier à cause des reliefs littoraux et djebel Murdjadjou. La plupart des oueds, ont un effet pour exutoire naturel, les dépressions intérieures fermées. Le bassin côtier n°04 et son sous bassin versant n°05 dont fait partie notre secteur d'étude, est caractérisé par Quelques ruisseaux et des Chaabats descendant du djebel Murdjadjou au Sud et djebel Santon au Nord-ouest de la ville de Mers El Kebir, leur sens d'écoulement est du Sud-ouest au Nord-est du versant Nord de la chaine montagneuse du Murdjadjou et Nord-Ouest au Sud-est du côté du djebel Santon.

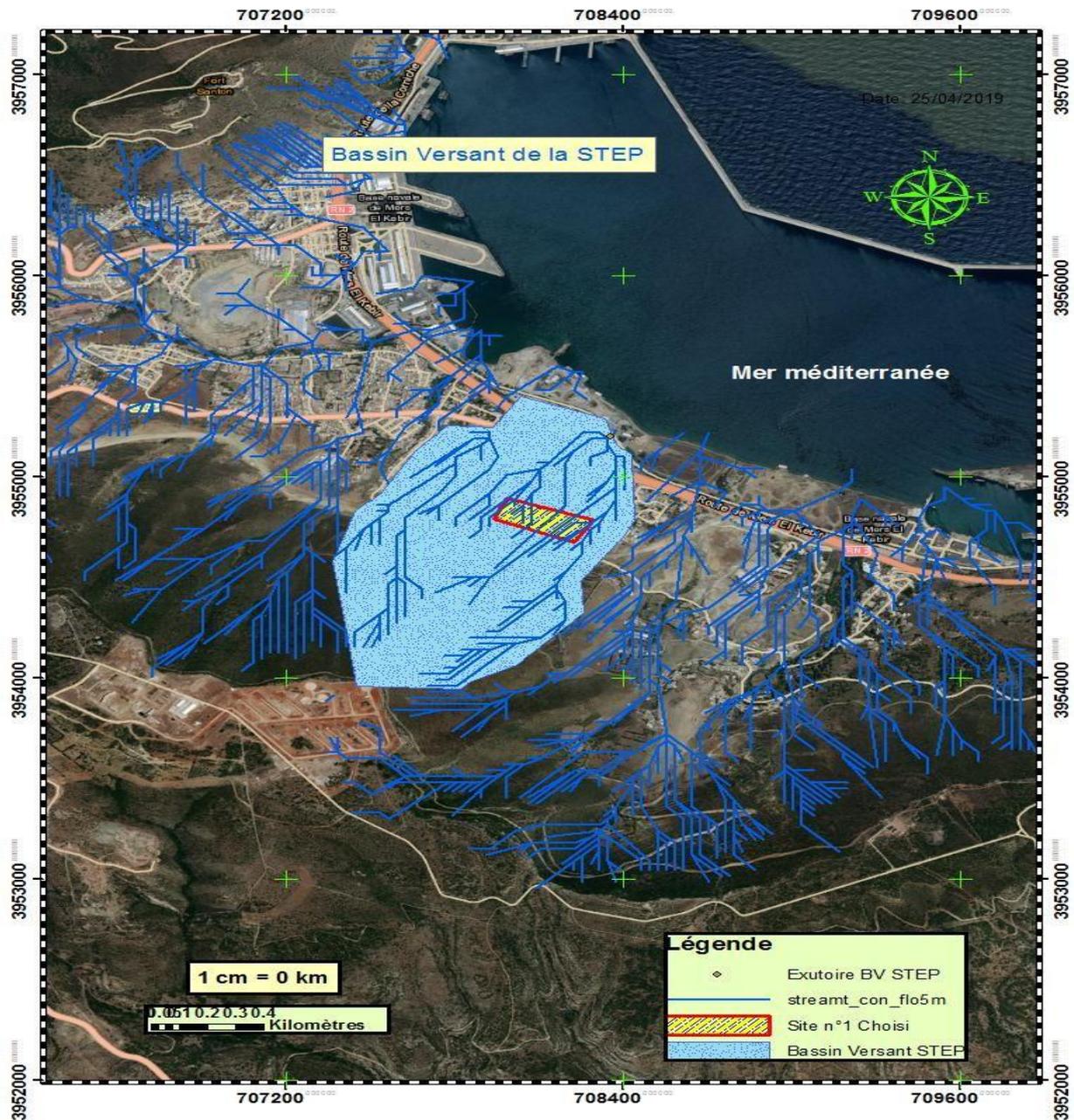


Figure III.4 Représentation du bassin versant de la zone d'étude

III.7 Situation Topographique

Les côtes approximatives des terrains relevés sur carte d'état-major de la région montrent que l'agglomération de Mers EL Kebir se trouve sur une altimétrie irrégulière ascendante vers le Sud, accidenté sur tout l'étendu par rapport à la cote méditerranée (site de la futur STEP). Le collecteur de rejet des eaux usées des localités de la commune (Rejet final) s'exécute actuellement directement à la mer méditerranée au niveau de la base navale.

III.8 Situation Climatique

L'étude de la situation climatique est très importante dans le cas de la conception d'une station d'épuration vu le majeur impact du climat sur le fonctionnement d'une STEP. Ainsi, la ville de Mers El Kebir est connue par un climat méditerranéen au littoral et semi-aride au sud.

III.8.1 Précipitations mensuelles

D'après l'étude des précipitations moyennes mensuelles, on a pu tirer que la période pluvieuse débute au mois d'Octobre et se termine au mois d'Avril. Au cours de cette période, on remarque que le maximum des précipitations apparaît en novembre (53,7 mm) et pour le minimum en Juillet (1,4 mm).

La répartition mensuelle de cette pluie est la suivante :

Tableau III.2 : Précipitations moyennes mensuelles 1983-2019 St «ORAN» Source – ANRH

Période	S	O	N	A	D	J	F	M	A	M	J	J
Pluviométrie (mm)	17.9	51.9	65.7	32.7	48.1	51	42	38.7	32.7	28	6.43	1.8

III.8.2 Régime pluviométrique

Le régime pluviométrique peut nous renseigner sur la période optimale de recharge des aquifères, pour Oran cette période s'étale de l'automne au printemps en passant par l'hiver.

Tableau III.3 Pluviométrie saisonnière

Saisons	Automne (A)			Hiver (H)			Printemps (P)			Eté (E)		
Pluie moyenne mensuelle (mm)	17.9	51.9	65.7	48.1	51	42	38.7	32.7	28	6.4	1.8	4.4
Total (mm)	135.5			141			99.4			12.6		

III.8.3 Températures

D'après les observations effectuées au niveau de la station d'Oran Sénia, pour la période allant de l'année 2009 à 2019, la région connaît deux saisons distinctes (source **Organisation national de météorologie**) :

- ❖ Les températures maximales sont enregistrées en été, un maximum de 39°C est atteint au mois d'août.
- ❖ La saison hivernale froide et rigoureuse atteint une température minimale de (-0,2 °).

En effet, l'augmentation des températures extérieures en été peut être à l'origine d'une surchauffe des compresseurs d'air pouvant entraîner un renouvellement prématuré de ces équipements. Aussi, l'élévation de la température de la biomasse dans les bassins d'aération des stations d'épuration par boues activées se traduit par une augmentation de la vitesse de dégradation des substrats.

Les températures très faibles réduiront les performances épuratoires de la future station du fait que le traitement sera biologique et donc moins efficace lorsqu'il fait froid. Les hautes températures peuvent également avoir un impact sur certain type de traitement notamment le lagunage.

Tableau III.4 Températures moyennes (Station d'Oran Sénia 2009-2019) source ONM

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
T Min moy (°C)	18.03	14.19	10.07	6.76	5.39	6.41	8.65	10.15	18.83	17.18	19.79	14.19
T Moyenne (°C)	23.5	19.55	15.14	12.14	11.07	12.2	14.44	15.92	19.10	22.51	25.21	26.37
T Max moy (°C)	28.98	24.91	20.21	17.53	16.75	18	20.24	21.7	24.38	27.84	30.63	32.08

III.8.4 Vents

Le phénomène du vent est un facteur aussi prépondérant à l'implantation de certains ouvrages constituant le processus d'épuration. Ainsi, la conception d'une STEP, demande la connaissance du régime dominant des vents pour protéger la ville contre les nuisances dues aux mauvaises odeurs et permet également le brassage de l'effluent à épurer.

Les vents principaux de la région Mers El Kebir sont de direction Nord-Est. Ceux du sud connus par les Siroco se présentent en Juillet et Août avec un maximum en Juillet.

De Mars à Octobre sont les mois les plus venteux avec une vitesse moyenne annuelle de 13.3 m/s. La vitesse maximum est atteinte au mois de Mars avec une valeur de 27,7 m/s.

Tableau III.5 : Les vents mensuels moyens et maximaux (source ONM)

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	MOY
V Moy (m/s)	13.1	13.5	12.7	13.1	12.3	12.8	13.5	13.9	13.5	13.4	14	14	13,3
V max (m/s)	24.6	26.3	24.7	26.1	25.7	28.9	27.7	26.3	24.8	23.3	27.6	24.36	25,9

IV.8.5 Insolation

L'ensoleillement a un rôle important pour certains types de traitement et pour le séchage naturel des boues. Aussi, il conviendra de repérer les sites bien exposés et ensoleillés suivant les filières d'épuration.

Tableau III.6 : Insolation mensuelle St Oran (2002-2011)

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Insolation (jour)	119	110	101	94	98	107	113	126	132	134	132	130

III.8.6 Evaporation

L'évaporation est un paramètre très important qui joue un rôle très important dans les procédés d'épuration extensifs tel que le lagunage aéré .

Tableau III.7 : Évaporation moyenne mensuelle st. D'Oran (2007-2011)

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Évaporation (mm)	132.6	91.2	55.3	41.1	38.9	43	61.4	74	105.8	155.8	236.5	203.7

III.9 Infrastructure, Activités agricoles et industrielles

III.9.1 Infrastructures

III.9.1.1 Infrastructure Routière

III.9.1.1.1 Chemins de Wilaya

Le réseau routier pour notre zone d'étude est dans son ensemble bien réparti. La communication entre les routes principales et les aires agricoles se fait sans problème.

Ce réseau routier est formé de plusieurs pistes et chemins. Ces chemins parfois goudronnés, ces pistes traversent la zone d'étude et permettent une liaison facile entre les exploitations et les routes à grande circulation, telle que : la R.N 02 qui relie l'Acl de Mers El Kebir à Ain Türk du côté Ouest et la commune d'Oran du côté Est. Les chemins goudronnés faufile entre les reliefs rassemblent sur leurs passage les agglomérations et les zones éparses telle que le chemin de Wilaya CW44, la situation géographique de celui-ci peut jouer un rôle important dans la structuration future de l'espace du groupement.

III.9.1.2 Equipements

Les équipements existants dans la zone d'étude sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.8 Les équipement existants dans Mers El Kebir

Equipement scolaires	09 (07 primaires + 02 CEM) 01 lycée
-----------------------------	--

Equipement sanitaire	01 dispensaire 01 salle de soin 01 pharmacie 01 Polyclinique
Equipement administratifs	Siège d'A.P.C Annexe de l'A.P.C Siège protection civil Siège des impôts 01 Post Algérie télécom 01 sureté urbaine Centre de police
Equipement sportifs	01 stade Salle omnisport
Equipement culturels	03 Mosquées
Equipement commerciaux	01 station d'essences 02 stations de lavage 01 bain 01 douche

III.9.2 Activités agricoles

Agriculture de la région d'après la subdivision agriculture est portée sur :

- ♣ Culture fourragères 15 Ha.
- ♣ Maraichage 10 Ha.
- ♣ Arboriculture 40 Ha.

III.9.3 Activités industrielles et énergie

Aucune activité industrielle n'est recensée dans la région d'étude.

III.10 Situation hydraulique

III.10.1 Situation actuelle de l'assainissement

La ville de Mers El Kebir dispose d'un réseau d'assainissement ancien de type unitaire et le réseau se positionne d'une façon gravitaire par rapport au site de notre future station, ce réseau est réalisé en 1943, constitué en diamètres Ø300mm PVC à Ø600mm et Ø1200mm en Béton armé, avec un taux de raccordement au réseau de 80% . Il est composé de quatre (04) sites urbains :

- ❖ Le site urbain Hai Ouarssenis,
- ❖ Le site urbain Hai Ez Zohour (Ex Rose ville).
- ❖ Le site urbain Hai Hanssali Lahcen ,
- ❖ Le site urbain Hai Dadayoum (saint Clotide), Conçu en Ø 315 PEHD sur un linéaire total de 1120 ML.

La station de relevage est dotée d'une bache d'une capacité volumique de 265 m³ et une unité de prétraitement (Dégrilleur grossier et un panier de collecte des déchets) d'un volume de 95 m³ environ. Elle est équipée de trois pompes assurant le relevage des eaux usées d'un débit de 100 L/s

à l'horizon 2035. Les eaux seront refoulées vers la future STEP projetée à partir de cette station de relevage.

III.10.2 Situation de l'AEP

L'agglomération de Mers El Kebir est alimenté actuellement par les deux réservoirs tapon 2x 50 000m³ dont le débit d'exploitation est de 71 l/s et deux forages (F1 et F2) mobilisant un débit à l'exploitation de 14 l/s, le tout pour un débit d'exploitation totale de 85 l/s, et sur la base d'une dotation hydrique de 150 l/j/hab. Le réseau est constitué de quatre étages de distribution suivants l'agglomération chef-lieu et les extensions.

Selon les normes qui prévoient 50% de la consommation de pointe journalière, nous avons une satisfaction sur la capacité des ouvrages jusqu'à l'échéance 2050, donc l'équilibre de la balance stockage besoin est assuré. (subdivision hydraulique de AIN TURK)

Tableau III.8 : Cordonnées des ressources exploitées (Source Subdivision hydraulique Mers El Kebir)

Puits	Débit d'exploitation (l/s)	Cordonnées UTM (mètre) WGS84			Observation
		X	Y	Z	
F1	07	709 015	3 953 896	134	Fonctionnel
F2	07	709 014	3 953 877	140	Fonctionnel
Production conduite de transfert issue des R. Montréal 2x50000m³	71	710 241	3 947 303	190	Fonctionnel

III.10.2.1 Estimation théorique des besoins en eau potable

L'estimation du débit moyen de consommation est calculée sur la base d'une dotation hydrique :

$$Q_{AEP} = \frac{q \times Pt}{1000}$$

Q_{AEP} : Débit journalier moyen de consommation d'eaux potables ;

q : Dotation hydrique qui est de 150 l/j/hab ;

Pt : N° d'habitant à différentes horizons ;

% équipement : varie entre 10 à 20 % ;

NB : Vu la faible population de la zone d'étude et pour des mesures de sécurités (une naissance de zone d'activité ou autres), nous proposons un % d'équipement de 20 % du débit d'eau potable à l'horizon d'étude 2050 .

Tableau III.9 : Estimation des besoins en eau potable

Horizon	2020	2035	2050
Population	21270	28209	37411
QAEP (m3/j)	3191	4231	5612
QEquipement	638	846	1122
QAEP total	3829	5078	6734

III.10.3 Qualité des eaux usées

Pour avoir une idée sur la qualité des eaux usées à traiter il faut faire un prélèvement dont ce dernier a été fait on deux points de rejets :

- ♣ 01 rejet sur l'oued puis directement à la mer (la base naval) au niveau de la localité de l'ouarsseniss à l'ouest du centre de Mers El Kebir.
 - ♣ 01 rejet au niveau de la localité Hai Ez Zouhor (Ex Roze ville).
- Les échantillons ont été prélevés en deux périodes humides et sèches.



Figure III.5 : localisation des principaux rejets des eaux usées

III.10.3.1 Paramètres analysés

Les paramètres d'analyse qui ont été pris en considération sont les suivants :

Température, PH, MES Matières en suspensions, DBO demande biochimique en oxygène, DCO, demande chimique en oxygène, Nitrite et Nitrate, Matière volatile sèche, Phosphore, Ammonium, Azote, Phosphate, Turbidité, Métaux lourds.

III.10.4 Les résultats des analyses

Tableau III.10 : Les résultats des analyses des eaux à traiter

	Maximum	Minimum
DBO₅	340,7 mg/l	178,5 mg/l
DCO	998 mg/l	595 mg/l
PH	7,8	6.5
MES 105 °C	408 mg/l	154 mg/l
La turbidité	737 NTU	88 NTU
L'Azote	487,3 NTU	173 ,8 NTU

III.10.5 Interprétation des résultats

Selon les résultats des analyses effectuées sur les eaux usées à traiter en période humide en date du 01/01/19, et en période sèche en date du 30/10/18 (quatre prélèvements par jours aux heures de pointe) pour les deux principaux rejets de la ville de Mers El Kebir.

On remarque qu'au calcul des rapports $\frac{DCO}{DBO_5}$, nous trouvons un résultat de 2,9 qui correspond à des effluents biodégradables par épuration biologique.

Pour le PH ces eaux usées ne sont ni acides, ni basiques pour une moyenne de PH=7 donc neutre, et elles sont très chargées en MES d'après le tableau avec une turbidité moyennement élevée. On ce qui concerne l'oxygène dissous on remarque une absence presque totale d'oxygène (O₂= 0 Mg/L à 1 Mg/L) pour une température d'eau en dessous de T=19°C dans les deux rejets et en période humide ce qui présente une asphyxie, elle dégrade le carbone en CO₂, CH₄, H₂S et biomasse (déphosphatation et digestion des boues), ce qui est le contraire en période sèche, on note un oxygène dissous légèrement élevé (O₂=1,7 Mg/L) pour une température de l'eau T= 22 °C. La forte présence des matières organiques dans cette eau permet aux micro-organismes (bactéries) de se développer en consommant de l'oxygène dissous.

III.11 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons analysé les données nécessaires au dimensionnement d'une station d'épuration pour la ville Mers El Kebir du point de vu : géologique, climatologique et hydraulique.

En effet, ces études préliminaires doivent donc conditionner le choix du terrain sur lequel se situera la station d'épuration. Ainsi, le choix de terrains potentiels d'emplacement de la station de traitement doit tenir compte des critères déjà cité au chapitre précédent

En addition, il conviendrait de préciser que notre région d'étude est dépourvue d'une zone industrielle, ce qui nous conduit à affirmer le caractère domestique des effluents à traiter avec un rapport de $\frac{DCO}{DBO_5}$ qui est de 2.9 et par conséquent, ils s'apprêteront bien à un traitement biologique.

Chapitre IV

IV.1 Introduction

Les eaux usées traitées par de différents procédés d'épuration jouent un rôle dans l'économie du pays vu leur réutilisation possible dans l'agriculture, les industries et pour des usages environnementaux, urbains, la recharge de nappe phréatique ou leur réutilisation directe pour l'eau potable.

Les effluents traités présentent en effet, l'avantage majeur d'assurer une ressource alternative permettant de limiter les déficits en eau et de mieux préserver les ressources naturelles.

Les projets portant sur la réutilisation des eaux usées dans l'irrigation sont des projets à long terme, ils contribuent à la protection de l'environnement et considèrent les eaux usées comme une ressource additionnelle. Les pratiques de réutilisation doivent de ce fait, être développées dans un cadre organisé et selon une approche intégrée de la gestion des ressources en eau, qui tient compte des facteurs techniques, socio-économiques, réglementaires et environnementaux.

En Algérie, le potentiel de réutilisation des eaux usées à des fins agricoles, a connu une évolution significative passant d'environ de 45 millions de m³ en 2012 à environ 325 million de m³ en 2014 [33].

Aussi, il conviendrait de signaler que l'Algérie est l'un des pays de la méditerranée touchés par le stress hydrique. Elle est classée dans la catégorie des pays pauvres en cette matière, soit en dessous du seuil théorique de rareté fixé à 1000 m³/hab/an [34].

Dans ce cadre et du fait que notre zone d'étude est à vocation agricole, nous préconisons la réutilisation en agriculture des eaux usées traitées par la future station d'épuration.

IV.2 Réutilisation des eaux épurées à l'irrigation

La réutilisation agricole des eaux épurées comme moyen d'économiser la ressource a donc été une des premières voies de développement des projets de réutilisation des eaux usées épurées.

La réutilisation pour l'irrigation est essentiellement présente dans les pays réputés agricoles mais dont les ressources hydriques sont faibles.

IV.3 Les avantages de la réutilisation des eaux épurées à l'irrigation

- ♣ Economie d'eau claire.
- ♣ Economie de fertilisant.
- ♣ Accroissement de rendement.
- ♣ Protection de l'environnement.
- ♣ Création d'emplois.

IV.4 Les principaux critères de qualité à respecter pour l'irrigation

Les eaux d'irrigation doivent satisfaire à certaines conditions du point de vue de leur composition chimique afin de ne pas contribuer à la modification de la structure des sols et des caractéristiques des aquifères.

IV.4.1 Matières en suspension

Les matières en suspension sont en majeure partie de nature biodégradable. La plus grande partie des microorganismes pathogènes contenus dans les eaux usées est transportée par les MES. Les particules en suspension plus lourdes que l'eau sont éliminées par décantation.

Une présence excessive de matières en suspension peut entraîner des difficultés de transport et de distribution des effluents ainsi que le bouchage des systèmes d'irrigation.

La présence de matière organique dans les eaux usées ne constitue pas un obstacle à la réutilisation de ces eaux. Bien au contraire, elle contribue à la fertilité des sols. Les teneurs indiquées dans la littérature sur le sujet de réutilisation des eaux usées à des fins agricoles indiquent des valeurs limites comprises entre 20 et 30 mg/l qui correspondent en fait aux teneurs contenues dans un effluent urbain ayant subi un traitement secondaire.

IV.4.2 Substances nutritives

L'Azote, le Phosphore, le Potassium et les oligo-éléments, le zinc, le Bore et le Soufre, indispensables à la vie des végétaux, se trouvent en quantités appréciables mais en proportion très variables par rapport aux besoins de la végétation dans les eaux usées épurées. Une lame d'eau résiduaire traitée de 100 mm peut apporter à l'hectare :

- ♣ De 16 à 62 kg d'Azote
- ♣ De 02 à 69 kg de Potassium
- ♣ De 04 à 24 kg de Phosphore
- ♣ De 18 à 208 kg de Calcium
- ♣ De 09 à 100 kg de Magnésium
- ♣ De 27 à 182 kg de Sodium

Cependant, ces éléments sont présents dans les eaux épurées comme suit :

- ❖ Le **potassium** est présent dans les effluents secondaires à hauteur de 10 à 30 mg/l (Faby, 1997). Il peut donc couvrir une partie des besoins des plantes.
- ❖ Les **phosphates** sont présents dans les effluents secondaires à hauteur de 6 à 15 mg/l (Faby, 1997). Cette quantité est en général trop faible pour modifier le rendement, et en cas d'excès, les phosphates se fixent dans le sol. Ils peuvent alors être entraînés par l'érosion et participer au phénomène **d'eutrophisation**.
- ❖ Les **nitrate**s, qui permettent de fournir de l'azote à la plante, sont les plus problématiques. En effet, apportés en excès, ils peuvent avoir plusieurs impacts négatifs :
 - sur les cultures : ils entraînent des retards de maturation, une altération de la qualité, etc.
 - sur le milieu naturel : les nitrates sont les principaux responsables de l'eutrophisation des milieux aquatiques. En effet, l'eutrophisation est un enrichissement des eaux en substances nutritifs qui aboutit généralement à des modifications symptomatiques telles que la production accrue d'algues, engendrant la dégradation de la pêche, détérioration de la qualité de l'eau ainsi que tous les usages qui en sont fait.

Chapitre IV

Réutilisation des eaux épurées de la station

Un contrôle périodique de la quantité de nutriments présentes dans l'effluent est donc nécessaire afin d'en tenir compte lors du calcul des besoins complémentaires en fertilisant afin d'éviter des effets négatifs aux cultures [35].

IV.4.3 Eléments traces

Les micropolluants sont des éléments présents en quantité infinitésimale dans les eaux usées.

La voie de contamination principale, dans le cas d'une réutilisation des eaux usées épurées, est l'ingestion. C'est la contamination par voie indirecte qui est généralement préoccupante. Ainsi, certains micropolluants, comme les **métaux lourds** ou les **pesticides**, peuvent s'accumuler dans les tissus des êtres vivants, et notamment dans les plantes cultivées. Il peut donc y avoir une contamination de la chaîne alimentaire et une concentration de ces polluants dans les organismes.

Les métaux lourds que l'on trouve dans les eaux usées urbaines sont extrêmement nombreux ; les plus abondants (de l'ordre de quelques $\mu\text{g/l}$) sont le fer, le zinc, le cuivre et le plomb. Les autres métaux (manganèse, aluminium, chrome, arsenic, sélénium, mercure, cadmium, molybdène, nickel, etc.) sont présents à l'état de traces.

Les métaux lourds que présentent les risques les plus notables sont le cadmium, le cuivre, le molybdène, le nickel et le zinc, peuvent être toxiques pour les animaux et l'homme.

Certains éléments traces sont nécessaires au développement des végétaux : le bore, le fer, le manganèse, le zinc, le cuivre et le molybdène.

Le tableau suivant présente les concentrations maximales en éléments tracés recommandées pour les eaux d'irrigation :

Tableau IV.1 Concentrations maximales en éléments traces recommandées pour les eaux d'irrigation (Ayers et Westtot, 1985)

Eléments	Eaux utilisées en permanence	
	tous types de sols	Utilisation allant jusqu'à 20 ans sur des sols à texture prier ayant un PH de 6 à 8,5 mg/l
Aluminium (AL)	5.0	20.00
Arsenic (AS)	0.1	2.00
Béryllium (Be)	0.1	0.50
Bore (B)	1	2.00
Cadmium (Cd)	0.01	0.05
Chrome (Cr)	0.10	1.00
Cobalt (Co)	0.05	5.00
Cuivre (Cu)	0.20	5.00
Fluorure (F)	1.00	15.00
Fer (Fe)	5.00	20.00

Plomb (Pb)	5.00	10.00
Lithium (Li)	2.50	2.50
Manganèse (Mn)	0.20	10.00
Molybdène (Mo)	0.01	0.05
Nickel (Ni)	0.20	2.00
Sélénium (Se)	0.02	0.02
Vanadium (V)	0.20	1.00
Zinc (Zn)	2.00	10.00

IV.4.4 Les micro-organismes

Dans le cas de l’agriculture, les microorganismes se retrouvent à la surface des plantes et sur le sol. Les feuilles et la plante créent un endroit frais, humide (évapotranspiration) et à l’abri du soleil. Une contamination peut donc avoir lieu au moment de la croissance des végétaux ou même de la récolte.

Le mode d’irrigation joue également un rôle non négligeable dans la définition du risque microbiologique : en effet, l’irrigation souterraine ou gravitaire peut nuire à la qualité des eaux souterraines et de surface. L’irrigation par aspersion crée des aérosols pouvant être gênants pour la santé humaine. De plus, des contaminations directes peuvent également avoir lieu lors de la maintenance du système d’irrigation.

Le tableau suivant donne la concentration en micro-organismes d’une eau épurée biologiquement :

Tableau IV.2 : La concentration en micro-organismes dans une eau épurée

<i>Micro-organismes</i>	<i>Concentration (en nombre par L)</i>
<i>Virus</i>	0 à 5-10 ³
<i>Bactéries :</i>	
- <i>coliformes totaux</i>	10 ⁴ à 10 ⁸
- <i>streptocoques fécaux</i>	10 ² à 10 ⁶
<i>Parasites :</i>	
- <i>Giardia</i>	10 ² à 10 ⁸
- <i>Cryptosporidium</i>	0 à 10 ²
- <i>Œufs d’helminthes</i>	0 à 10 ¹

IV.4.5 Salinité

Le principal critère d’évaluation de la qualité d’une eau naturelle dans la perspective d’un projet d’irrigation est sa concentration totale en sels solubles. Il existe, à cet égard, plusieurs classifications, nous prenons celle de J.H durant pour l’Afrique du Nord.

Tableau IV.3 Classification de la salinité du J.H durant pour l'Afrique du Nord.

Texture du sol	Groupe de tolérance de végétaux CE uhos/cm			
	Dattier	C. Maraîchère	Fourrages	Grandes cultures
Sableuse	15 à 20000	8000	12000	10000
S. Limoneuse	6100	4500	7000	6000
Limoneuse	8000	3500	5000	4500
Argileuse	6000	2400	3500	3000
Argilo-limoneuse	3000	1200	1800	1600

IV.4.6 Sodisation

L'accumulation de sodium sur le complexe absorbant des sols peut dégrader les propriétés physiques des sols.

Un excès de sodium par rapport aux alcaline - teneur (calcaire, magnésium) dans le complexe absorbant provoque une défloculation des argiles.

Ainsi, les risques de sodisation sont caractérisés par deux paramètres : le SAR (Sodium Absorption Ratio) et la conductivité électrique.

$$SAR = \frac{Na^+}{\sqrt{\frac{Ca^{++} + Mg^{++}}{2}}} \quad (Na^+, Ca^{++}, Mg^{++} \text{ en meq/l})$$

Une minéralisation élevée des eaux à un S.A.R. important peut avoir des effets néfastes sur le sol, altération de la structure de celui-ci entraînant une réduction de la perméabilité.

IV.5 Modelé d'aménagement et mise en valeur des sols

IV.5.1 Aptitudes culturales

Les sols de la zone d'étude « Mers El Kebir » sont caractérisés par des sols limono - argileux, structures polyédriques moyennes, profondes et faible perméabilité.

Les réserves hydriques s'épuisent rapidement par le phénomène dessiccation. L'aptitude culturale sommaire, des sols est convenable aux cultures suivantes :

- ♣ **Maraîchère** : Tomate, piment, poivron. (Les cultures à tubercules sont à éviter tel que pomme de terre, oignon, ail, carotte, navet.)
- ♣ **Céréales et fourrages** : Blé dur, blé tendre, orge.
- ♣ **Arboriculture** : Olivier, pommier, Abricotier, Prunier, Pêches
- ♣ **Viticulture** : Vigne de cuve - Vigne de table.

IV.5.2 Choix du type d'irrigation

Les systèmes d'irrigation pratiqués dans le domaine de l'agriculture sont, l'aspersion et le goutte à goutte. Si la qualité des eaux utilisées présente une salinité élevée, il faut éviter l'utilisation de l'aspersion car elle provoque les brûlures des feuilles et le bouchage du matériel agricole, de ce fait on préconise un système d'irrigation à la raie.

Les pertes par inefficiences (évaporation, percolation et infiltration) sont estimées : 0,75 pour l'irrigation à la raie.



Figure IV.1 : Irrigation par asperseur



Figure IV.2 : Irrigation à la raie

IV.5.3 Besoins en eaux des cultures :

La quantité d'eau à apporter aux cultures dépendra de certains critères :

- ♣ L'évapotranspiration potentielle
- ♣ Le coefficient cultural
- ♣ La pluie efficace
- ♣ La réserve facilement utilisable.

IV.6 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons étudié la réutilisation des eaux usées traitées, ces avantages et les critères à respecter en irrigation.

En effet, la salinité et la conductivité électrique sont les principaux critères responsables de la nature des cultures à irriguer et le choix de la technique d'irrigation.

De plus, le premier paramètre à savoir est le besoin en eau d'une culture qui est déterminé à partir de l'évapotranspiration, le coefficient cultural, la pluie efficace, la réserve facilement utilisable.

Aussi, compte-tenu des éléments présents dans les eaux usées, la réutilisation d'une eau de mauvaise qualité peut présenter des risques pour la santé et l'environnement, et poser des problèmes d'ordre technique en bouchant les conduites et les systèmes d'irrigation.

D'un point de vue sanitaire, la quantité de contaminants qui parvient dans l'environnement se nomme la charge excrétée. Sa composition dépend de la population à l'origine de la production des eaux usées, et notamment de la proportion d'individus infectés et des conditions d'hygiène. Elle peut être considérablement réduite par un traitement adéquat. Ce dernier est donc impératif dans le cas d'une REUE.

Ainsi, les eaux usées traitées offrent de nombreuses opportunités de multi-usages. Par conséquent, leur réutilisation, constitue une forme de valorisation d'un potentiel hydrique important, qui permet d'alléger le recours aux ressources hydriques conventionnelles, notamment les eaux de surface et souterraines très vulnérables. Actuellement, les eaux usées épurées constituent une ressource alternative renouvelable, fortement sollicitée par les agriculteurs, les industriels et les collectivités locales.

Chapitre V

V.1 Introduction

Une station d'épuration doit être conçue de sorte à pouvoir recevoir et traiter les effluents de la zone d'étude. Toutefois, le respect des normes de rejet restera l'objectif principal du dimensionnement, réalisation et exploitation d'une station d'épuration

Dans cette optique, ce chapitre est consacré au dimensionnement d'une station d'épuration des eaux usées de la commune de Mers El Kebir à l'horizon 2050, par deux procédés d'épuration biologique en l'occurrence la filière de boues activées à faible charge et le lagunage aéré.

Cette étude comparative, nous permettra de choisir quel est le procédé d'épuration qui convient le plus à notre agglomération. En effet, ces procédés sont utilisés pour le traitement des effluents à caractère domestique dominant de petites et moyennes collectivités. Le choix de ces deux techniques peut être justifié par les nombreux avantages que ces deux filières présentent à savoir :

- assurent une bonne élimination de DBO₅
- les boues produites sont minéralisées
- résistent mieux aux fluctuations de charge polluante
- l'exploitation de telles stations est très simplifiée

V.2 Dimensionnement de la station

La filière de traitement projetée pour épurer les eaux de notre agglomération est composée des ouvrages suivants :

Filière Eau

1. Le prétraitement :
 - ♣ Bassin de réception
 - ♣ Un dégrilleur
 - ♣ Un dessableur-déshuileur
2. Le traitement biologique :
 - ♣ Boues activés à faible charge :
 - Bassin ce contact : bassin de faible capacité situé à l'amont immédiat du bassin d'aération, dans lequel on réalise un mélange déterminé de boue recirculée et d'eau usée. On favorise, dans ce bassin, la croissance des germes du floc responsables de l'épuration aux micro-organismes filamenteux causant une mauvaise décantation des boues dans le clarificateur.
 - Le bassin d'aération : ouvrage de mise en contact de la pollution, des microorganismes et de l'oxygène. La pollution organique est dégradée en matière minérale. L'apport d'oxygène s'effectue par turbines.
 - le dégazage : ouvrage permettant d'évacuer l'air de la canalisation de liaison entre le bassin d'aération et le clarificateur.
 - Le clarificateur : ouvrage permettant la séparation des boues (floc formé dans le bassin d'aération) et de l'eau par décantation.
 - le poste de recirculation : ouvrage permettant de maintenir une charge de boues constante dans le bassin d'aération.

Chapitre V

Dimensionnement de la station d'épuration

- Bassin de désinfection : il est destiné à réduire la concentration des micro-organismes pathogéniques responsables des maladies hydriques..
 - ♣ Lagunage aéré :
 - Bassin d'aération
 - Bassin de décantation
 - Bassin de finition.

Filière Boue

- ♣ Boues activés à faible charge :
 - Fosse à boues
 - Epaississeur
 - Déshydratation mécanique (filtres à bandes)

V.2.1 Calcul des débits et des charges polluantes

V.2.1.1 Calcul des débits

Pour l'estimation du débit des eaux usées domestiques , il faut prendre en considération le taux de raccordement qui représente le pourcentage des eaux usées raccordées au réseau d'assainissement d'une part et le taux de rejet des eaux de consommation (eaux domestiques) d'autre part qui est de 80%. Pour l'estimation du débit des équipements, on prend 20 % du débit des eaux usées urbaines. En effet, le débit des équipements est difficilement estimable en l'absence d'enquête spécifique. Le débit des équipements varie entre 10-20 %, on admet un pourcentage de 10% et 100% pour le taux de raccordement des eaux usées à l'horizon considéré (2050).

La population pour l'horizon 2050 : 37411 hab ;

Le taux de rejet : 80%

Le taux de raccordement à l'horizon 2050 : 100%

Le taux des eaux parasites à l'horizon 2050 : 10%

Le débit des équipements : 20% du débit des eaux usées (estimation selon le service d'assainissement de la DRE d'Oran)

La dotation pour l'estimation des besoins futurs de la population est donnée par le service AEP de la DRE d'Oran : elle est de 150 l/hab/j.

Il s'agit de déterminer

- ♣ Débit journalier ($Q_{moy.j}$) (m^3/j)
- ♣ Débit moyen horaire ($Q_{moy.h}$) (m^3/h)
- ♣ Débit diurne (Q_d)
- ♣ Le débit de pointe par temps sec $Q_{pte.sec}$
- ♣ Le débit de pointe par temps de pluie $Q_{pte.p}$

- ♣ **Débit moyen journalier (Q_j) (m^3/j)**

Le débit moyen journalier est calculé par la formule suivante :

$$Q_{moy.j} = Q_{eu} + Q_{pa} + Q_{eq}$$

Avec :

Q_{eu} : Débit moyen journalier d'eaux usées (m^3/j)

Q_{pa} : Débit moyen journalier d'eaux parasites estimé de 10% du débit d'eaux usées.

Q_{eq} : Débit moyen journalier des équipements estimé de 20% du débit d'eaux usées.

◆ Débit d'eaux usées

$$Q_{eu} = D \times N \times R$$

D : dotation (l/hab/J)

N : Nombre d'habitant à l'horizon considéré

R : Coefficient de rejet (Avec $R=0,8$)

◆ Débit journalier d'eaux parasites (m^3 /j)

$$Q_{jpa} = Q_j \times 10\%$$

◆ Débit journalier des équipements

$$Q_{j eq} = Q_j \times 20\%$$

♣ Débit moyen horaire (m^3/h)

Il est calculé par la formule suivante :

$$Q_{moy.h} = \frac{Q_{moy.j}}{24}$$

Avec :

$Q_{moy.j}$: débit moyen journalier (m^3/j)

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

♣ Débit diurne (Q_d)

Le débit moyen diurne correspond à la période diurne de 16 heures consécutives au cours de laquelle la station reçoit le plus grand volume d'eau usée. En effet, la période diurne varie de 14 heures à 18 heures, selon la taille de l'agglomération.

Le choix de 16 heures est motivé par le fait qu'il s'agit dans notre cas, d'une agglomération de moyenne importance. Il est calculé par la relation suivante :

$$Q_d = \frac{Q_{moy.j}}{16}$$

Avec :

$Q_{moy.j}$: débit moyen journalier (m^3/j)

Q_d : débit diurne (m^3/h)

♣ Débit de pointe en temps sec (m^3 /h)

$$Q_{pte.sec} = C_p \times Q_{moy.j}$$

Avec :

Chapitre V

Dimensionnement de la station d'épuration

Q_{pte.sec} : débit de pointe en temps sec (l/s)

Q_{moy.j} : débit moyen journalier (m³/j)

C_p : coefficient de pointe défini par :

Avec

$$C_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_m}} \quad \text{Pour } Q_{moy.j} \geq 2.8 \text{ l/s}$$

$$C_p = 3 \quad \text{Pour } Q_{moy.j} < 2.8 \text{ l/s}$$

♣ Débit de pointe en temps de pluie

$$Q_{pte.p} = (3-5) \times Q_{pte.sec}$$

Avec :

Q_{pte.sec} : débit de pointe en temps sec (l/s)

Q_{pte.p} : débit de pointe en temps de pluies

$$Q_{pte.p} = 3 \times Q_{pte.sec}$$

Tableau V.1 : Données techniques de base

Horizon	nombre d'habitant	Q _{eu} m ³ /j	Q _{eq} m ³ /j	Q _{pa} m ³ /j	Q _{moy.j} m ³ /j	Q _{moy.h} m ³ /h	Q _d m ³ /h	C _p	Q _{pte.sec} l/s	Q _{pte.p} l/s
2020	21270	2552	510	255	3318	138	207	1.90	73.1	219.29
2035	28209	3385	677	338	4400	183	275	1.85	94.2	282.72
2050	37411	4489	897.8	449	5836	243	364	1.80	121.8	365.60

V.2.1.2 Charges polluantes

Les charges polluantes à l'entrée de la station sont déterminées à partir des ratios théoriques et du nombre d'équivalent-habitant à l'horizon d'étude 2050.

♣ Nombre d'équivalent-habitants

La notion d'équivalent habitant est une notion utilisée en assainissement pour évaluer la capacité des systèmes d'épuration des eaux. Cette notion a été introduite pour convertir les rejets d'eaux usées industrielles en « équivalents habitants ».

L'équivalent-habitant (EH) est une unité conventionnelle qui représente le flux moyen de charge polluante, engendrée par habitant et par jour, dans un volume de 120 à 180 litre d'eau usée, c'est-à-dire la production d'un habitant en un jour.

La charge polluante rejetée par les ménages, les industries, les artisans est exprimée en EH, autrement dit une industrie de 100 EH pollue autant que 100 personnes.

Chapitre V

Dimensionnement de la station d'épuration

La directive européenne "eaux résiduaires urbaines" donne la définition suivante pour l'équivalent habitant : c'est "la charge organique biodégradable ayant une Demande Biochimique d'Oxygène en cinq jours (DBO5) de 60 grammes d'oxygène par jour."

On peut noter également la mesure réglementée par l'arrêté du 20 novembre 2001 qui fixe la quantité de pollution représentée par 1 E.H, soit :

- ♣ 90 g de MES
- ♣ 15 g d'azote réduit
- ♣ 57 g de matière oxydable
- ♣ 4 g de phosphore total

La population équivalente d'une collectivité ou d'un pays est différente de la population réelle, et lui est souvent très supérieure

L'Equivalent Habitant permet de déterminer le dimensionnement des stations d'épuration en fonction de la charge polluante.

Connaissant le débit d'eaux usées à l'horizon de calcul, l'équivalent habitant est déterminé par la formule suivante :

$$EH = \frac{Q_{EUT} \times 1000}{D \times R}$$

Avec :

$Q_{moy,j}$: Débit des eaux usées totales (5836 m³/J).

D : Dotation théorique l/j/hab (D= 150 l/j/hab).

R : coefficient de rejet (R=0.8)

$$EH = 48633 \text{ eq Hab}$$

Avec :

Capacité de STEP : 48633 Eqh pour (2050)

Dotation : 150L/hab/j

Débit moyen journalier : 5836 m³/j

Débit de pointe à temps de pluie : 365.6 l/s = 1316 m³/h

Donc :

La charge polluante à l'entrée est égale à :

Ex :

$$C_{DBO5 \text{ entrée}} = \text{Ratio théorique} \times \text{Nombre d'équivalent-habitants}$$

La concentration des polluants à l'entrée est calculée comme suivant :

Ex :

$$[DBO_5]_{\text{entrée}} = C_{DBO5} / Q_{moy,j}$$

Tableau V.2 : Les charges polluantes à l'entrée de la step

Paramètres	Ratio Théorique	Concentrations des ratios à l'entrée de la STEP	Charges Polluantes à l'entrée de la STEP
	(g/hab/j)	(mg/L)	(Kg/j)
DBO₅	60	500	2918
DCO	100	833.2	4863

MES	90	750	4377
NTK	15	125	729
P	4	33.3	194.5

Les charges polluantes à la sortie de la step sont estimées suivant les normes de rejets fixés selon les normes algériennes.

Donc :

La charge polluante à la sortie est calculée comme suivant :

Ex :

$$C_{DBO5 \text{ sortie}} = [DBO_5]_{\text{sortie}} \times Q_{\text{moy.j}}$$

Alors on peut estimer les charges polluantes éliminées :

$$C_{DBO5 \text{ éliminé}} = C_{DBO5 \text{ entré}} - C_{DBO5 \text{ sortie}}$$

Tableau V.3 : Les charges polluantes à la sortie de la step

Paramètres	Normes de rejets fixées à la sortie de la STEP	Charges Polluantes à la sortie de la STEP	Charges polluantes éliminées
	mg/l	Kg/j	Kg/j
DBO ₅	35	204	2714
DCO	120	700	4163
MES	30	175	4202
NTK	15	87	642
P	2	12	182.5

V.3 Dimensionnement par boues activées à faible charge

V.3.1 Données de base

Tableau V.4 : Les caractéristiques des eaux usées à traiter

Nombre d'équivalent-habitants	37411 Eqh pour (2050)
La dotation	150 L/hab/j
Les débits	
Débit journalier	5836 m ³ /j
Débit moyen horaire	243 m ³ /h
Débits de pointe en temps sec	121.8 l/s
Débits de pointe en temps de pluie	365.6 l/s
Les charges polluantes	
Charge en DBO ₅ à l'entrée	2918 kg/j
Charge en MES à l'entrée	4863 kg/j

V.3.2 Ouvrages de prétraitement (Filière EAU)

Les dispositifs de prétraitement sont présents dans toutes les stations d'épuration, quels que soient les procédés mis en œuvre à l'aval. L'étape de prétraitement permet d'extraire les matières flottantes ou en suspension au moyen de procédés physiques. Les prétraitements ont donc pour objectif d'éliminer les éléments les plus grossiers, qui sont susceptibles de gêner les traitements ultérieurs et d'endommager les équipements. Il s'agit de :

- ♣ **Dégrillage** : Il est composé d'un dégrillage grossier puis moyen et d'un dégrilleur en by-pass manuel.
- ♣ **Dessablage – déshuilage**

V.3.2.1 Bassin de réception

C'est un ouvrage très important qui se trouve à l'entrée de la STEP avant les ouvrages des prétraitements sert à recevoir les eaux usées qui proviennent, cette technique permet de protéger le dégrilleur et éviter le maximum des dégâts.

Avec un temps de séjour = 2 min

Hauteur d'eau = 1.80 m ; la largeur = 3.5 m

- ♣ **Le volume du bassin :**

$$V = Q_{pte.p} \times T \text{ séjour} = \frac{1316 \times 2}{60} = 44 \text{ m}^3$$

- ♣ **La longueur :**

$$L = \frac{V}{l \times h} = \frac{44}{3.5 \times 1.8} = 7 \text{ m}$$

- ♣ **La surface de l'ouvrage :**

$$S = L \times l = 7 \times 3.5 = 24.5 \text{ m}^2$$

V.3.2.2 Dégrilleur grossier manuel

Une grille grossière manuelle doit être installée juste avant le dégrilleur moyen.

Les performances d'un dégrilleur (manuel ou autonettoyant) se caractérisent par son espacement entre barreaux. L'écartement des barreaux de la grille est défini par le choix de la taille et de la nature des objets arrivés à la station. On cherche aussi un compromis entre espacement des barreaux et quantité des déchets à évacuer (nettoyage fréquent de la grille).

Plus communément, l'espacement des barreaux est de 2,0 à 2,5 cm pour un dégrilleur mécanique et 3 à 4 cm pour un dégrilleur manuel [37].

Les déchets récupérés par la grille grossières sont repris et évacués dans des bennes afin d'éviter l'émanation des mauvaises odeurs.

Le calcul de la grille se fait selon l'équation suivante :

$$Q = (1 - \beta) \times S \times V \times \tau$$

Avec $Q_{pte.p} = 1316 \text{ m}^3/\text{h}$ soit $365.6 \text{ L/s} = 0.365 \text{ m}^3/\text{s}$

V : vitesse amont = 1.2 m/s

e : épaisseur des barreaux = 20 mm

E : espacement entre les barreaux = 30 mm

α : angle d'inclinaison de la grille = 60°

τ : Coefficient de colmatage de la grille :

- Pour une grille manuelle $\tau = 0.10$ à 0.3
- Pour une grille mécanique $\tau = 0,4$ à $0,5$

β : Fraction de surface occupée par les barreaux.

$$\beta = \frac{\text{Epaisseur des barreaux}}{\text{espacement} + \text{Epaisseur des barreaux}}$$

H max = 0.5 m hauteur d'eau dans le dégrilleur

♣ **La surface de la grille est égale à :**

$$S = \frac{Q_p}{(1-\beta) \times V \times \tau} = 3.04 \text{ m}^2$$

♣ **Le volume**

$$V = S \times H = 3.04 \times 0.5 = 1.52 \text{ m}^3$$

♣ **La longueur :**

$$L = \frac{H_{\max}}{\sin(60)} = 0.6 \text{ m}$$

♣ **La largeur :**

$$l = \frac{S}{L} = 5.06 \text{ m}$$

V.3.2.3 Dégrilleur moyen automatique

Constitué de grilles encore moins espacées, va éliminer les déchets d'un volume supérieur à 3mm. Les grilles mises en place sont de type automatique droit, composé de barreaux droits inclinés à 60° sur l'horizontale.

Critères de conception

Les critères de conception d'un dégrilleur mécanique sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V.5: Critères de conception des dégrilleurs.

Epaisseur des barreaux (mm) e	10
Espacement entre les barres pour un dégrillage moyen (mm) E	10 – 50
Pente par rapport à l'horizontal (°) α	60– 85
Vitesse à travers les grilles (m/s) V	0,6 – 0,9
Pertes de charges admissibles (mm)	150

Coefficient de colmatage de la grille (τ) :

- Pour une grille manuelle $\tau = 0.10$ à 0.3
- Pour une grille mécanique $\tau = 0,4$ à $0,5$

On prend:

$e = 10 \text{ mm}$; $E = 20 \text{ mm}$; $V = 0.6 \text{ m/s}$; $\alpha = 60^\circ$; $\tau = 0.5$; $H_{\max} = 0.6 \text{ m}$.

♣ **Surface de la grille :**

$$S = \frac{Q_{\text{pte.p}}}{(1-\beta) \times V \times \tau}$$

Avec :

$$\beta = \frac{\text{Epaisseur des barreaux}}{\text{espacement} + \text{Epaisseur des barreaux}} = 0.33$$

Donc :

$$S = 1.8 \text{ m}^2$$

♣ **Le volume**

$$V = S \times H = 1.8 \times 0.6 = 1.08 \text{ m}^3$$

♣ **La longueur :**

$$L = \frac{H_{\max}}{\sin(60)} = 0.7 \text{ m}$$

♣ **La largeur :**

$$l = \frac{S}{L} = 2.6 \text{ m}$$

V.3.2.4 Dégrilleur en by-pass manuel

Ce dégrilleur sera employé lorsque la hauteur d'eau en amont de la première grille sera telle que le système de dégrillage est colmaté ou en cas de panne de la grille mécanique. Ainsi un orifice surélevé par rapport à l'entrée des eaux usées permettra un écoulement de ces eaux, en by-pass, vers le dégrilleur manuel.

Dans notre cas, nous avons choisi de dimensionner notre grille manuelle en considérant une première grille automatique totalement obturée et de ce fait un passage de l'eau usée directement au niveau du by-pass.

♣ **Calcul des pertes de charge**

Les pertes de charges à travers la grille sont données par l'équation de Kirch mer :

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

ΔH : perte de charge (m).

β' : coefficient dépendant de la forme des barreaux

e : espacement entre les barreaux (cm).

d : épaisseur des barreaux

g : accélération de la pesanteur (m/s²).

α : angle d'inclinaison de la grille

V : vitesse d'écoulement dans la grille. (m/s)

Le coefficient dépendant de la forme des barreaux est donné dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : Coefficient de forme de barreaux

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

Section avoïde avec une grande largeur à l'amont

0.76

On prends:

$\beta' = 2.42$; $e = 30 \text{ mm}$; $d = 20 \text{ mm}$; $\alpha = 60^\circ$; $V = 0.6 \text{ m/s}$

Donc :

$$\Delta H = 0.021$$

♣ **Calcul de nombre des barreaux**

La largeur de la grille est égale à : $L = N_e \cdot E + N_b \cdot e$

On prend $L = 30 \text{ cm}$

Avec :

N_b : Nombre des barreaux

N_e : Nombre d'espacement

E : espacement entre les barreaux = 30 mm

e : épaisseur des barreaux = 20 mm

Or : $N_e = N_b + 1$

$$N_b = \frac{\text{Largeur de la grille} - \text{Espacement entre les barreaux}}{\text{espacement} + \text{Epaisseur des barreaux}}$$

$$N_b = 5.4 \text{ barreaux}$$

♣ **Calcul du refus de dégrilleur**

Il est fonction de l'écartement entre les barreaux. Il est estimé par la relation suivante :

$$U(L/\text{eq-hab. an}) = 12 \text{ à } 15/L = 50$$

Avec

L : espacement entre les barreaux en $\text{cm} = 3 \text{ cm}$

Remarque

La quantité de déchets à évacuer dépend du type de réseau, mais aussi de l'écartement des barreaux de la grille : plus les barreaux sont resserrés, plus la quantité de déchets retenus est importante, et plus le nettoyage doit être fréquent.

Il faut prévoir une capacité de stockage de 48 heures minimum à l'abri des rats, insectes (ponte). Cependant, il ne faudra pas les stocker beaucoup plus longtemps car ils peuvent être à l'origine de dégagements de mauvaises odeurs et dans notre cas, nous proposons de mettre en place des bennes hermétiques.

Tableau V.7 : Dimensions des 03 premiers ouvrages du prétraitement

Les ouvrages	Le volume m^3	La surface m^2	La hauteur M	La longueur m	La largeur m
Bassin de réception	44	24.5	1.8	7	3.5
Dégrilleur grossier manuel	1.52	3.04	0.5	0.6	5.06
Dégrilleur moyen automatique	1.08	1.8	0.6	0.7	2.57

V.3.2.5 Dessableur-déhuileur

Pour notre étude nous avons choisi de réaliser l'étape de dessablage-dégraissage dans un même ouvrage, **dessableur-déhuileur rectangulaire** aéré. Puisqu'il s'agit de la technique la plus couramment utilisée et que cet ouvrage permet de réduire l'emprise au sol.

L'eau est introduite à une extrémité de l'ouvrage et est reprise à l'autre extrémité, à travers un orifice immergé, avec, fréquemment, passage sur un déversoir aval de maintien de niveau du plan d'eau. L'ouvrage, à flux longitudinal, comporte un système d'insufflation d'air en ligne sur toute sa longueur, équipé de diffuseurs d'air adaptés, assurant une puissance spécifique d'aération de l'ordre de 15 à 30 W · m⁻³. Le niveau liquide peut être maintenu sensiblement constant. L'air insufflé assure une vitesse de circulation transversale « spiral flow », favorise, par effet de turbulence, la séparation des matières organiques agglutinées aux particules de sables, et permet une élimination partielle des matières flottantes (dont les graisses figées). L'extraction du sable sera réalisée automatiquement par raclage (pont-raclé) vers une fosse de collecte en extrémité, avec reprise par pompe.

A) Dimensionnement du dessableur-déhuileur

Nous optons pour un dessableur-déhuileur rectangulaire. Le dimensionnement de l'ouvrage repose sur la charge hydraulique (Ch), encore appelée vitesse ascensionnelle exprimée en m³/m²/h soit des m/h. Le temps de séjour (T S) est un paramètre important qui nous permettra de déterminer le volume du dessableur.

Vitesse ascensionnelle = 15 m/h

Temps de séjour = 10 min

♣ Volume de Dessableur – déshuilage :

$$V = Q_{\text{pte.p}} \times T \text{ séjour} = \frac{1316 \times 10}{60} = 220 \text{ m}^3$$

♣ La surface :

$$S = \frac{Q_p}{\text{Vitesse}} = \frac{1316}{15} = 88 \text{ m}^2$$

♣ La hauteur d'eau :

$$H = \frac{V}{S} = \frac{220}{88} = 2.5 \text{ m}$$

♣ La largeur :

$$L = 2 \text{ l}$$

Donc :

$$l = \sqrt{S/2} = 6.5 \text{ m}$$

♣ La longueur :

$$L = 2 * l = 13 \text{ m}$$

♣ Débit volumique d'air injecté

$$Q_{\text{air}} = Q_{\text{pte.p}} \times V$$

Avec :

Q_p : débit de pointe à temps de pluie = 1316 m³/h

V : volume d'air injecté (m³/m³) = 1.25 m³/m³

AN :

$$Q_{\text{air}} = 1316 \times 1.25 = 1645 \text{ m}^3 \text{ d'air/h} = 27.41 \text{ m}^3 \text{ d'air/min}$$

B) Calcul des quantités des matières éliminées

D'après le rapport $\frac{MES}{DBO_5}$ obtenu, le pourcentage de MVS (matières volatiles en suspension) évalué à l'aide de ce tableau ci-dessous :

Tableau V.8 : Pourcentage de MVS [38]

MES/DBO ₅	1.5	1.17	1	0.83	0.67
% MVS	60	65	68	70	75

$$MES / DBO_5 = 4863 / 2918 = 1.5$$

$$\text{Alors : } MES = 0.6 \text{ MVS} + 0.4 \text{ MMS}$$

La charge en MES à l'entrée de dessableur-déshuileur est : 4863 kg/j

Les MVS contenus dans les MES sont :

$$MVS = 0.6 \times 4863 = 2917.8 \text{ kg/j}$$

Les matières minérales (MMS) dans les MES sont :

$$MMS = 0.4 \times 4863 = 1945.2 \text{ kg/j}$$

Les matières minérales éliminées :

Un dessableur permet d'éliminer 70% des matières minérales totales c à d :

$$MMS_{e=} = 1945.2 \times 0.7 = 1361.6 \text{ kg/j}$$

Les matières minérales à la sortie de dessableur-déshuileur :

$$MMS_s = MMS_e - MMS_{e=} = 1945.2 - 1361.6 = 583.6 \text{ kg/j}$$

Les MES à la sortie de dessableur-déshuileur :

$$MES = MVS + MMS_s = 2917.8 + 583.6 = 2334.2 \text{ kg/j}$$

Tableau V.9 : les paramètres du dessableur-déshuileur

Les ouvrages	Le volume m ³	La surface m ²	La hauteur M	La longueur m	La largeur m	Q air m ³ d'air/min	MES à la sortie Kg/j
Déssableur- déshuileur	219	88	2.5	18	5	27.41	2334.2

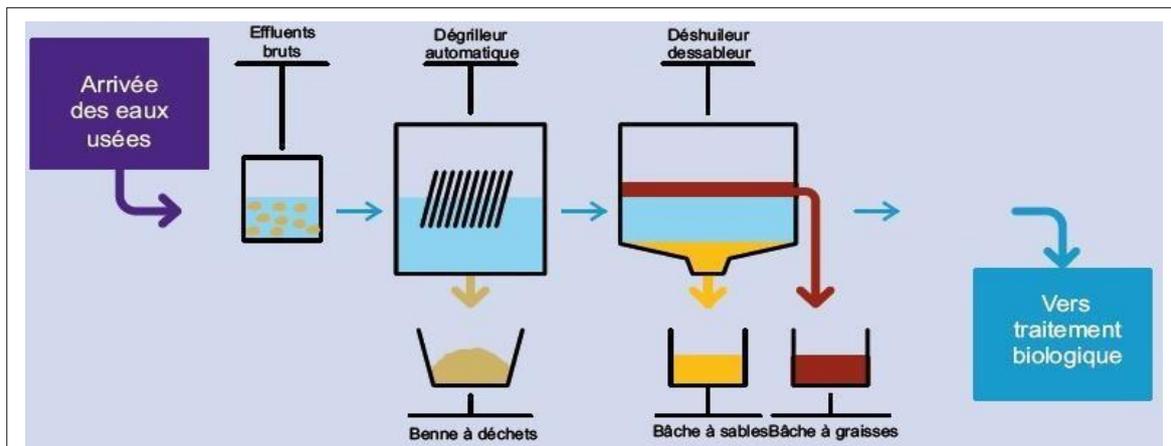


Figure V.1 : Etapes de prétraitement

V.3.3 Ouvrages de traitement secondaire

V.3.3.1 Zone de contact

Son principe consiste à réaliser un mélange déterminé de boue recirculée et d'effluent brute à traiter dans un bassin de faible volume situé en aval immédiat du prétraitement.

Le mélange sera brassé en continu afin d'éviter la sédimentation des particules en suspension et permettre les meilleures conditions de contact entre l'effluent et la boue à l'aide d'un agitateur à vitesse rapide à axe horizontale.

Avec un débit de pointe égale à $1316\text{m}^3/\text{h}$, un temps de passage dans la zone de contact de 10 mn , une hauteur d'eau de 3.5m et un débit des boues recerclées calculé avec la méthode suivante :

♣ **Volume de la zone de contact**

$$VZc = T. (Q_{pte.p} + Q_B)/60$$

Avec :

$Q_{pte.p}$: débit de pointe égale à $1316\text{ m}^3/\text{h}$

Q_B : Débit de boue recirculée en (m^3/h).

Le débit de recirculation de la boue est calculé comme suit :

$$Q_R = \text{DCO assimilable (mg/L)} \cdot Q_{pte.p} / \text{charge de la DCO mg/g boue. [MES]}_R$$

Avec :

Charge de la DCO mg par g de boue recirculée est de l'ordre de 80 à 130 (fonction de la charge massique

$[MES]_R$: concentration des boues recirculée

$$[MES]_R = 2 * \text{la concentration des MES donnée} = 2 * 4 = 8 \text{ Kg[MES]/m}^3$$

DCO assimilable = 25 à 50 % de la DCO brute de l'influent (dépend de la nature de l'effluent à traiter) = 30% [DCO] brute [39]

Donc :

$$Q_R = (0.3 * 0.833 * 1316) / ((130/1000) * 8) = 316.2 \text{ m}^3/\text{h}$$

Chapitre V

Dimensionnement de la station d'épuration

Donc :

$$VZc = 10 * (1316+243) / 60 = 272 \text{ m}^3$$

♣ Surface de la zone de contact

$$S = VZc / H$$

$$S = 260 / 3.5 = 77.7 \text{ m}^2$$

♣ La longueur

On suppose que la largeur est de 6m alors :

$$L = S / l = 76 / 6 = 12.95 \text{ m}$$

Au niveau de cet ouvrage se trouve un mélange entre les eaux usées brutes déversé acheminé par le prétraitement et les boues recyclées à partir de la fosse à boue. Ce mélange nécessite un brassage (eau+boue). Nous proposons à ce niveau des agitateurs rapide de puissance spécifique 10 W/m³.

Donc la puissance de brassage est de :

$$P_{\text{agit}} = P_{\text{sp}} \times V$$

Avec :

P_{sp} : Puissance spécifique.

V : volume du bassin de contact.

$$P_{\text{agit}} = 10 \times 272 = 2.72 \text{ Kw}$$

Donc on adoptera (02) agitateur au niveau du bassin de contact, la puissance de chaque agitateur est de 2.72 Kw

V.3.3.2 Bassin d'aération BA

En calculant le rendement, on peut déterminer la valeur de la charge massique et volumique nécessaire pour le dimensionnement.

Le rendement :

$$\tau = \frac{DBO_5 \text{ entrée} - DBO_5 \text{ sortie}}{DBO_5 \text{ entrée}}$$

AN :

$$\tau = \frac{2918 - 204}{2918} = 94\%$$

Donc selon la classification suivante :

Tableau V.10 : Les charges massique et volumiques selon le rendement [40]

System de traitement	Cv charge volumique Kg DBO 5 / m ³ / j	Cm charge massique Kg DBO 5 / Kg MVS / j	Rendement
Faible charge	0.8 ÷ 0.3	0.2 ÷ 0.1	%90>
Moyenne charge	1.8 ÷ 0.8	0.5 ÷ 0.2	%90
Forte charge	1.8	1 ÷ 0.5	%80 ÷ %90
Très forte charge	5>	5 ÷ 1	%80>
	0.3	0.1 ÷ 0.05	%80>

Chapitre V

Dimensionnement de la station d'épuration

Puisque le rendement est supérieur à 90% donc ces eaux sont de faible charge.

Et d'après le tableau on va prendre $C_m = 0.15 \text{ KgDBO}_5/\text{KgMVS/j}$; $C_v = 0.3 \text{ KgDBO}_5/\text{m}^3/\text{j}$

Pour dimensionner le bassin d'aération nous prendrons comme base de calcul la relation suivante $L=1,5 \times l$ et une hauteur du bassin d'aération comprise entre 3 et 5 m ($H= 4.5 \text{ m}$) et une concentration de MES égale à 4 g/L.

Tableau V.11 : Concentration en MES dans le bassin d'aération [41]

	Aération Prolongée	faible Charge	Moyenne Charge	Forte Charge
Concentration en MES maximale du bassin d'aération*1	4,5 g/L	4 g/L	3 g/L	2 g/L

- ♣ **Le volume du bassin d'aération :**

$$C_v = \frac{\text{DBO}_5 \text{ à l'entrée (kg/j)}}{\text{Volume}}$$

D'où :

$$V = \frac{\text{DBO}_5 \text{ à l'entrée (kg/j)}}{C_v} = \frac{2918}{0.3} = 9727 \text{ m}^3$$

- ♣ **La surface du bassin :**

$$S = \frac{\text{Volume}}{\text{Hauteur}} = \frac{7500}{4.5} = 2161 \text{ m}^2$$

Nous prenons comme base de calcul la relation suivante : $L=1.5 \times l$.

- ♣ **La largeur :**

$$l = \sqrt{\frac{S}{1.5}} = 37.9 \text{ m}$$

- ♣ **La longueur :**

$$L = \frac{S}{l} = 57 \text{ m}$$

REMARQUE

La hauteur de revanche du bassin doit être h supérieure ou égale à 80 cm. On prend **h=80cm**

- ♣ **Puisque on aura 02 bassin d'aération la surface et le volume de chacun sont de :**

$$S_1=S_2 = 1080.5 \text{ m}^2$$

$$V_1=V_2= 4863.5 \text{ m}^3$$

- ♣ **La masse de boues dans le bassin :**

$$C_m = \frac{\text{DBO}_5 \text{ à l'entrée (kg/j)}}{X_a} \text{ d'où } X_a = \frac{\text{DBO}_5 \text{ à l'entrée (kg/j)}}{C_m} = \frac{2918}{0.15} = 19453 \text{ kg}$$

♣ Concentration de boues dans le bassin

$$[Xa] = \frac{Xa}{V} = 4 \text{ kg/m}^3$$

V : volume du bassin d'aération

♣ Calcul du temps de séjour :

Pour un débit moyen horaire = 243 m³/h

$$T \text{ séjour} = \frac{V}{Q_m} = \frac{4863.5}{243} = 20 \text{ h}$$

Pour un débit de dimensionnement Q_{dm} = 2632 m³/h

$$T \text{ séjour} = \frac{V}{Q_{dm}} = \frac{9727}{1559} = 6 \text{ h}$$

♣ Besoins en oxygène

$$q_{O_2}(\text{kg/j}) = (a' \times Le) + (b' \times Xa)$$

- Le : DB05 éliminée dans le bassin d'aération par jour (Kg).
- Xa : quantité de boues (MVS) présentes par jour dans le bassin d'aération (Kg)
- a' : la fraction de pollution transformé en énergie de synthèse au cours de l'épuration et c'est aussi la quantité d'oxygène à fournir aux bactéries pour qu'elles synthétisent la matière vivante à partir d'une pollution.
- b' : coefficient cinétique de respiration endogène.

Les valeurs moyennes des paramètres a' et b' sont données dans le tableau suivant :

Tableau V.13 : Les valeurs moyennes des paramètres a' et b' [40]

Paramètre	Forte charge	Moyenne charge	Faible charge	Aération prolongée
a' (KgO ₂ /kgDBO ₅)	0.52	0.57	0.60	0.64
b' (KgO ₂ /kgDBO ₅ .j)	0.11	0.08	0.07	0.07

♣ La quantité d'oxygène journalière

$$q_{O_2} = (0.60 \times 2714) + (0.07 \times 19453) = 2990 \text{ kgO}_2/\text{j}$$

♣ La quantité d'oxygène horaire

$$q_{O_2/24} = \frac{q_{O_2}}{24} = \frac{2990}{24} = 124.5 \text{ kgO}_2/\text{h}$$

♣ Calcul des caractéristiques de l'aérateur

a) Calcul de la puissance de l'aérateur (En)

$$P_{aér} = \frac{q_{O_2}}{Ea}$$

Avec :

q_{O₂} : Quantité d'oxygène horaire = 124.5 kgO₂/h

Ea : quantité d'O₂ par unité de puissance.

On prend : Ea = 1.5 kg O₂/Kw

AN :

$$P_{aér} = \frac{124.5}{1.5} = 83 \text{ Kw}$$

Chapitre V

Dimensionnement de la station d'épuration

Puisque on a deux bassin d'aération donc on aura 2 aérateur par bassin la puissance mécanique de chacun est de 83 Kw.

b) Puissance des agitateurs

Ces agitateurs sont placé é au niveau des bassins d'aération sur un plans horizontal pour assurer le brassage (eau+boue).

$$P_{\text{agit}} = (V \times Pa) / 1000$$

Pa : puissance spécifique absorbé.

La puissance spécifique absorbé Pa pour les aérateurs de surface est Pa =3 w/m³

S : la surface horizontale du bassin.

$$P_{\text{agit}} = (9727 \times 3) / 1000 = 29.18 \text{ Kw}$$

On adoptera donc 04 agitateur pour chaque bassin.

Tableau V.14 : les paramètres du bassin d'aération

Les ouvrages	Le volume m ³	La surface m ²	La hauteur M	La longueur m	La largeur M	Besoin en O ₂ KgO ₂ /J	Temps de séjour h
Bassin d'aération	9727	2161	4.5	57	33.9	2990	6

♣ Bilan des boues

a) Calcul de la quantité des boues en excès

$$\Delta X = X_{\text{min}} + X_{\text{dur}} + a_m \cdot Le - b \cdot Xa - X_{\text{eff}}$$

Avec :

X_{min} : boues minérale en suspensions apportées par l'effluent exprimé en kg/j (25% MES) .

X_{dur} : boues difficilement biodégradables (appelées matières dures), elles représentent 0,3 à 0,35 des MVS.

a_m: coefficient de rendement cellulaire (g cellulaires formées/g DBO₅éliminées).

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

Les valeurs moyennes des paramètres a_m et b, généralement retenues pour les boues activées, sont les suivantes :

Tableau V.15 : Les valeurs moyennes des paramètres a_m et b [40]

Paramètre	Fort charge	Moyenne charge	Faible charge	Aération prolongée
a _m	0.5	0.53	0.55	0.6
B	0.06	0.055	0.05	0.07

On prend :

$$a_m = 0.55$$

Chapitre V

Dimensionnement de la station d'épuration

$$b = 0.05$$

Le : quantité de DBO5 à éliminer (kg/j)

Xa : masse totale de MVS dans le bassin (kg).

Xeff : fuite de MES avec l'effluent (dépend des normes de rejet, on adopte généralement 30 mg/l.)

$$X_{min} = 25\% \times 2334.2 \text{ kg/j} = 583.55 \text{ kg/j}$$

$$X_{dur} = 0.3 \text{ MVS} = 0.3 \times (0.6 \text{ MES}) = 0.3 \times 0.6 \times 2334.2 = 420.15 \text{ kg/j}$$

$$a_m \times Le = 0.55 \times 2714 = 1492.7 \text{ kg/j}$$

$$b \times Xa = 0.05 \times 19453 = 972.65 \text{ kg/j}$$

$$X_{eff} = 0.03 \times 5836 = 175 \text{ kg/j}$$

$$\Delta X = 583.55 + 420.15 + 1492.7 - 972.65 - 175 = 1348.7 \text{ kg/j}$$

b) Concentration des boues en excès

Détermination de la concentration limite des boues de recirculation (Cr) en fonction de l'Ib [BR] limite = $1000(Ib < 200)/IB$ ou $1200(Ib > 200)/IB$

$$X_m = \frac{1000}{IB}$$

Avec :

Xm : Concentration de boues en excès.

IB : indice de boue

Pour des eaux brutes de type domestique normalement concentrées on prend des valeurs suivantes :

Tableau V.16 : IB de référence en fonction du domaine de charge

Type de traitement	Carbone				Azote	Phosphore	
	Aération prolongée	Faible charge	Moyenne charge	Forte charge	Nitrif. / dénitrif.	Physico-chimique	Combiné
Indice de Boue de référence (en mL.g ⁻¹)	150		100	70	150	110	

AN :

$$X_m = \frac{1000}{150} = 6.66 \text{ kg/m}^3$$

c) Débit de boues en excès

Le débit de boues en excès est donné par la formule :

$$Q_{excés} = \frac{\Delta X}{X_m} = \frac{1348.7}{6.66} = 202.5 \text{ m}^3/\text{j}$$

d) Le débit spécifique

V : volume du bassin

Donc :

$$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V} = \frac{1348.7}{9727} = 0.138 \text{ kg/m}^3/\text{j}$$

e) Age des boues

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

$$Ab = \frac{X_a}{\Delta X} = \frac{19453}{1348.7} = 14 \text{ j}$$

f) Calcul de l'extraction

$$\Delta X = 1250 \text{ kg MES/j}$$

La concentration de MES dans le bassin $[MES]_a = 4 \text{ g/l} = 4 \text{ kg MES /m}^3$

Nous prenons 6 jours de traitement des boues par semaine

$$\text{Quantité à extraire} = \Delta X \times \frac{7}{6} = 1348.7 \times \frac{7}{6} = 1573 \text{ kgMES/j}$$

Avec 6 h de traitement/jour d'extraction

$$\text{Quantité à extraire} = 1573/6 = 262 \text{ kgMES /h}$$

$$[MES]_E = 8 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Volume à extraire} = \frac{262}{8} = 32.7 \text{ m}^3/\text{h}$$

V.3.3.4 Bassin de dégazage

Le bassin de dégazage placé en aval du bassin d'aération, est un ouvrage destiné à limiter la formation de bouchons d'air dans la canalisation de transit vers le clarificateur. En effet, les microbulles d'air combinées à la boue pourraient faire remonter la boue à la surface du clarificateur et perturber la décantation.

L'existence d'un nombre important de dégazeur avec des formes et des technologies différentes, nous a conduit à en choisir un tel que l'entretien en soit le plus réduit possible.

Nous avons choisi de dimensionner un dégazeur de forme cylindrique classique présentant une unique chambre. La méthode de dégazage par insufflation d'air pourra être employée. En effet cette méthode consiste simplement à injecter de l'air dans la chambre permettant ainsi de réaliser une étape de brassage.

Cet ouvrage présente plusieurs paramètres clés à savoir :

- une charge hydraulique superficielle fixée généralement à 60 m/h
- un temps de séjour compris entre 3 et 5 minutes. Ce temps est important pour permettre une remontée suffisante des bulles de gaz présentes dans les boues.[42]

Les critères de dimensionnement sont donc

La vitesse ascensionnelle = 60 m /h. Cette dernière permet, en effet, d'avoir une surface suffisante pour le traitement souhaité.

Nous avons pris un temps de séjour maximum de 5 minutes, rencontré dans le cas de ce type d'installation.

$$Q_{dm} = Q_R + Q_{pt.p} = 243 + 1316 = 1559 \text{ m}^3/\text{h}.$$

♣ Le volume du bassin :

$$V = Q_{dm} \times T \text{ séjour} = 1559 \times \frac{4}{60} = 104 \text{ m}^3$$

♣ **La surface du bassin**

$$S = \frac{Q_{dm}}{v}$$

Avec :

v : la vitesse ascensionnelle

AN :

$$S = \frac{1559}{104} = 15 \text{ m}^2$$

♣ **La hauteur du bassin**

$$V = S \times H$$

D'où :

$$H = V / S = 104/15 = 7 \text{ m}$$

♣ **Diamètre du bassin**

$$D = \sqrt{\frac{S \times 4}{3.14}} = 4.3 \text{ m}$$

Tableau V.16 : les paramètres du bassin de dégazage

Les ouvrages	Le volume m ³	La surface m ²	La hauteur m	Le diamètre m
Bassin de dégazage	150	43	7	4.3

V.3.3.5 Clarificateur

Le clarificateur est un bassin qui assure la séparation des eaux traitées de la biomasse. Son rôle essentiel c'est de séparer le floc bactérien de l'eau et ce par gravitation. Son dimensionnement consiste à déterminer sa surface et son volume nécessaire à cette opération.

Pour notre station d'épuration, il est retenu des clarificateurs de forme circulaire à courant horizontal avec alimentation centrale et sortie périphérique par déversement. Les boues déposées sur le fond sont collectées par des lames raclantes et poussées dans une fosse centrale de forme conique. De façon générale, le système fonctionnera tel que le flux ascendant d'eau clarifiée ne perturbe pas le flux descendant de boue.

♣ **Le Clifford**

C'est un dispositif d'alimentation du décanteur ; il permet de répartir uniformément le flux de liqueur aérée et de dissiper au maximum l'énergie produite lors du transfert boue activée - décanteur

La surface de Clifford

$$S \text{ clifford} = Q_{pte.p} / V \text{ pass}$$

Avec

V pass : vitesse de passage = 60m/h

Q_{pte.p} débit de pointe à temps de pluie = 1316 m³/h

S clifford = 21 m²

Chapitre V

Dimensionnement de la station d'épuration

On opte 02 clarificateur donc deux clifford et chacun a :

$$S_1 \text{ clifford} = S_2 \text{ clifford} = 21 \text{ m}^2$$

Le diamètre de chaque clifford est de :

$$D_1 \text{ clifford} = \sqrt{\frac{4 \times S}{\pi}} = 5 \text{ m} = D_2 \text{ clifford}$$

$$H_1 = \text{tg}\beta \times (D_{\text{cyl}} - D_{\text{clifford}}) / 2$$

Avec :

β = Angle que fait la partie cylindrique avec l'horizontale (5°).

$$H_1 = 2 \text{ m}$$

$$V_{\text{clifford}} = H_1 (D_{\text{cyl}}^2 + D_{\text{clifford}}^2 + D_{\text{cyl}} \times D_{\text{clifford}}) / 12 = 400 \text{ m}^3$$

♣ Partie cylindrique

V_{asc} : vitesse ascensionnelle = 0.6 m/h

$$H_2 = 2.5 \text{ m}$$

$$Q_{\text{pt.p}} = 1316 \text{ m}^3/\text{h}$$

La surface du cylindre

$$S_{\text{cyl}} = Q_{\text{pt.p}} / V_{\text{asc}} = 2193 \text{ m}^2$$

$$V_{\text{cyl}} = S_{\text{cyl}} \times H_2 = 429 \times 2.5 = 5482 \text{ m}^3$$

$$\text{Le } D_{\text{cyl}} = 50 \text{ m}$$

Le volume total d'un seul clarificateur $V_t = V_{\text{clifford}} + V_{\text{cyl}} = 400 + 5482 = 5800 \text{ m}^3$

La surface total d'un seul clarificateur $S_t = S_{\text{clifford}} + S_{\text{cyl}} = 2214 \text{ m}^2$

Tableau V.17 : Paramètres du clarificateur

Les ouvrages	V Clifford m ³	V cylindre m ³	V total m ³	S Clifford m ²	S cylindre m ²	S total m ²	H Clifford m	H cylindre M
Clarificateur	42	1072	1114	9	429	438	0.8	2.5

V.3.3.6 Bassin de désinfection

Le traitement biologique ne permet pas à lui seul d'éliminer de façon satisfaisante les germes pathogènes. En effet, les eaux usées traitées présentent donc un risque pour la santé humaine puisqu'elles peuvent contenir des contaminants biologiques tels que les germes pathogènes. Toutefois, les voies de contact varient en fonction du type de réutilisation. En irrigation, les risques de contamination peuvent être liés aux aérosols produits lors de l'aspersion pouvant entraîner l'inhalation de contaminants microbiens [43]

La chloration est un des moyens les plus utilisés pour satisfaire une désinfection. Une telle Pratique, déjà ancienne, notamment dans le domaine du traitement des eaux de boisson, repose sur le pouvoir oxydant du chlore. Ce dernier est utilisé sous les formes suivantes : chlore gazeux, hypochlorite de sodium (eau de javel) et bioxyde de chlore.

La chloration des eaux usées, milieu particulièrement chargé en matière organique et en composés azotés, entraîne la formation de chloramines sans pour autant exclure celle de dérivés organochlorés.

Chapitre V

Dimensionnement de la station d'épuration

Le taux de chlore et le temps de contact sont des paramètres déterminants de la concentration des produits formés. Le plus souvent, le chlore est ajouté avec des taux variant entre 4 et 15 mg/l de façon à mesurer, au bout d'un temps de contact suffisant (de l'ordre de 30 min à 1 h), un résiduel de chlore (1 à 2 mg/l) garantissant le niveau de désinfection souhaité.

Tableau V.18 : Doses de chlore appliquées selon le degré d'épuration pour satisfaire les objectifs de la désinfection (coliformes fécaux, temps de contact: 30 min) [44].

Nature de l'effluent	Doses de chlore (mg/l)	
	< 10 ³ pour CF/100 ml	< 10 ² pour CF/100 ml
Effluent flocculé-décanté	10	13 - 15
Effluent épuré-nitrifié	3 - 4	6 - 8

Par ailleurs, nous optons pour une désinfection à l'hypochlorite de sodium (eau de javel) pour les raisons suivantes:

- Au plan économique, il s'agit d'une technologie dont les coûts sont bien connus et les plus faibles parmi toutes les techniques éprouvées.
- Disponibilité du produit sur le marché algérien
- Au plan de la sécurité, la manipulation du chlore, notamment sous forme gazeuse, nécessite d'importantes mesures de protection pour le personnel de la station d'épuration et constitue un risque pour la sécurité publique lors du transport.

Ainsi, pour agir correctement, le chlore impose donc d'une part que l'eau soit préalablement bien épurée et d'autre part, qu'un temps de contact soit respecté. Dans notre cas, on utilise une dose de 10 g/m³ pendant un temps de contact de 30 min.

T séjour = 30 min

On prend une hauteur d'eau = 3 m

♣ La dose journalière du chlore Dj

$$D_j = Q_{\text{moy.j}} \times C$$

Avec :

C : concentration de la solution de chlore = 10 g/l

$$D_j = 5836 \times 0.01 = 58.36 \text{ kg/j}$$

♣ Le volume du bassin de chloration

$$V = Q_{\text{pte.p}} \times T_{\text{séjour}} = 30 \text{ mn}$$

Avec $Q_{\text{pte.p}}$: débit de pointe à temps sec = 1316 m³/h

$$V = 1316 \times 30/60 = 658 \text{ m}^3$$

Chapitre V

Dimensionnement de la station d'épuration

♣ La surface du bassin

$$S = V / H = 658 / 3 = 219 \text{ m}^2$$

♣ La largeur et la longueur

On prend : $L = 2l$

$$L = \sqrt{2 \times S} = 21 \text{ m}$$

$$l = L/2 = 10.4 \text{ m}$$

Tableau V.19 : les paramètres du bassin de chloration

Les ouvrages	Le volume m^3	La surface m^2	La hauteur m	La longueur m	La largeur m
Bassin de chloration	658	219	3	21	10.4

Le bassin de chloration est de type longitudinal muni de chicanes, afin de permettre un meilleur contact des eaux avec la solution désinfectante.

L'eau de Javel est un produit instable qui perd rapidement de son efficacité dans le temps et à la chaleur. Sortie d'usine, l'eau de javel affiche un titre chlorométrique compris entre 47° et 50°. (1° chloro = 3.17g/L de chlore actif) soit environ 150g/L de chlore actif. La diminution inévitable du titre de l'eau de javel dans les conditions optimales de stockage est de 1° par semaine durant les 3 premiers mois. Cette diminution tend vers 0 et le titre se stabilise autour de 30° et atteint la valeur de 25° au bout d'un an. Cette diminution est d'autant plus forte que le produit est stocké à la lumière et à la chaleur. Il convient donc de titrer l'eau de Javel le plus régulièrement possible et au moins avant chaque mise en service d'un nouveau container.

♣ Calcul de la quantité d'eau javel nécessaire à la désinfection

On prend une solution d'hypochlorite à 50°

$$1^\circ \text{ de chlorométrie} \rightarrow 3,17 \text{ g de Cl}_2 / \text{NaClO}$$

$$50^\circ \text{ de chlorométrie} \rightarrow X$$

$$X = 3,17 \cdot 50 / 1 = \mathbf{158,5 \text{ g de Cl}_2 / \text{NaClO}}$$

$$1 \text{ m}^3 (\text{NaClO}) \rightarrow \mathbf{158,5 \text{ Kg de Cl}_2}$$

$$Q_j \rightarrow 58.36 \text{ kg/j}$$

$$Q_j = 58.36 \text{ kg/j} / 158,5 = \mathbf{0.37 \text{ m}^3 (\text{NaClO})/j}$$

V.3.4 Traitement des boues (Filière boues 2050)

V.3.4.1 Fosse à Boue

C'est un ouvrage en béton armé destiné à recevoir les boues provenant du clarificateur.

Une partie des boues sera retournée vers le bassin d'aération.

♣ Le volume de la fosse

$$V_f = V_{\text{recy}} + V_{\text{extr}}$$

$$Q_R = Tr \times Q_{\text{moy}}$$

$$Tr = Q_R / Q_{\text{moy}} = 316.2 / 243 = 1.3$$

♣ Volume de recirculation

$$V_{\text{recy}} = Q_R / 4 \times (N - z) \times n$$

Avec :

Chapitre V

Dimensionnement de la station d'épuration

N : nombre de pompe en fonctionnement = 2

z : nombre de pompe de secours = 1

n : nombre de démarrage par heure = 6

$$V_{\text{recy}} = 316.2 / 4 \times (2-1) \times 4 = 13.1 \text{ m}^3$$

♣ Le volume d'extraction

$$V_{\text{extr}} = Q_{\text{extr}} / 4 \times (N'-z) \times n'$$

$$Q_{\text{extr}} = 21 \text{ m}^3/\text{h}$$

Avec :

$$N' = 2$$

$$z = 1$$

$$n' = 4$$

$$V_{\text{extr}} = 1.3 \text{ m}^3$$

$$V_f = 14.4 \text{ m}^3$$

Avec h= 2m

♣ La surface de la fosse

$$S = V_f / h = 7.2 \text{ m}^2$$

♣ La largeur

$$L=2*1$$

$$l = 1.9 \text{ m}$$

♣ La longueur

$$L = 3.8 \text{ m}$$

Tableau V.20 : les paramètres de la fosse à boues

Les ouvrages	Le volume m ³	La surface m ²	La hauteur m	La longueur m	La largeur m
Fosse à boues	14.4	7.2	2	3.8	1.9

V.3.4.2 Epaisseur

Le principal rôle du traitement des boues est la réduction de leur volume, par épaissement et/ou déshydratation. Cette étape permet de réduire la quantité d'eau qu'elles contiennent.

Le second rôle est leur inertage afin d'empêcher la fermentation durant la période de stockage.

Les conditions préconisées de fonctionnement d'un épaisseur sont :

- Alimentation proche du continu (vitesse d'alimentation moyenne 05m/h qui ne doit pas excéder 1m/h)
- Boues d'alimentation peu concentrées (<15g/l) pour limiter les interactions entre particules.
- Temps de séjour de la boue court afin de limiter les fermentations provoquant une surcharge des surverses (idéal : 24h, max : 48h) [45].

Chapitre V

Dimensionnement de la station d'épuration

L'épaississeur constitue donc la première étape des filières de traitement des boues. Il sera dimensionné comme suivant :

Quantité à extraire par jour = 1573 kgMES/j

♣ Calcul de l'épaississeur

Surface horizontale

S = quantité totale journalière des boues / Charge spécifique admissible(Cs)

Pour la faible charge sans décanteur primaire, on prend Cs= 25 kg MES/m²/j. Cs Varie entre 25 et 40 kg MES/m²/j

Donc :

$$S = 1573 / 25 = 62.9 \text{ m}^2$$

Diamètre

$$D = \sqrt{\frac{4.Sh}{\pi}} = 8.9 \text{ m}$$

Volume

Les hauteurs sont :

- Hauteur cylindrique = 3 - 4 m ; on prend Hcy = 3.5 m

- Hauteur du cône = diamètre x 0,15 = 8.6 x 0.15 = 1.33 m

- Volume du cône = surface x hauteurs du cône x 1/3 = 62.9 x 1.33 x 1/3 = 27.88 m³

Volume de l'épaississeur est donné par la relation suivante [46] :

V= volume cylindrique + volume du cône= S x Hauteur cylindrique + volume du cône

$$V = 62.9 \times 3.5 + 27.88 = 248 \text{ m}^3$$

Temps de séjour

$$\text{Temps de séjour} = \text{Volume/Débit}$$

Avec :

Volume : volume de l'épaississeur = 248 m³

Débit : débit des boues en excès = 202.5 m³/j

Donc :

$$\text{Temps de séjour} = 248 / 202.5 = 1\text{j}$$

Tableau V.21 : les paramètres de l'épaississeur

Les ouvrages	Le volume m ³	La surface m ²	Le diamètre m	Temps de séjour j
L'épaississeur	248	62.9	8.9	1

V.3.4.3 Déshydratation mécanique

Les boues extraites en sortie du clarificateur se trouvent sous forme liquide et sont peu concentrées en matières sèches (moins de 1 %). Afin de réduire de manière significative les

Chapitre V

Dimensionnement de la station d'épuration

volumes produits, il est nécessaire de les déshydrater mécaniquement pour obtenir un produit pâteux ou solide.

Cette déshydratation est assurée par plusieurs techniques, mais les filtres à bandes restent la solution la moins chère car ils consomment peu d'énergie [49]

et cela pour plusieurs raisons :

- ♣ Ils consomment peu d'énergie :

Tableau I.22 : consommation énergétique de divers appareils de déshydratation mécanique des boues (Degremont, 1992).

Appareil	Puissance consommée (kwh.tms ⁻¹)
Filtre à bandes	10-25
Filtre à plateaux	20-40
Centrifugeuse	30-60
Filtre sous vide	50-150

- ♣ la consommation de flocculant (qui représente pratiquement 50% du coût de fonctionnement des procédés de déshydratation mécanique en continu) est 2 à 3 fois plus élevée pour les centrifugeuses par rapport aux filtres à bandes [50]
- ♣ l'investissement à l'achat de l'appareil est plus important pour les centrifugeuses et les filtres à plateaux [51]

C'est pourquoi, nous choisissons les filtres à bandes. Le principe de cet appareil est de comprimer la boue à travers deux toiles filtrantes qui suivent un arrangement de rouleaux, au moyen desquels s'applique la pression. Ils offrent un procédé continu du traitement des boues avec un très bon taux de capture des matières en suspension. Les performances des presses à bandes peuvent être améliorées par l'utilisation en amont d'une table d'égouttage qui assure un épaissement préalable de la boue. Ils existent de très nombreuses configurations de filtres à bandes, qui diffèrent par le nombre de rouleaux de pressage (de 5 à plus d'une quinzaine), le diamètre des rouleaux, l'intervalle entre chaque rouleau, l'enroulement des toiles autour des rouleaux, et la largeur des bandes (0,5 à 3 mètres).

Les filtres à bandes utilisés dans les STEP sont classés en trois catégories:

- les filtres basse pression BP (environ 3-4 bar) utilisés dans les petites stations (< 10000 EH) ;
- les filtres moyens pression (5 bar environ) ;
- les filtres haute pression (environ 7 bar) ; [47]

En choisissant le filtre moyen, on doit donc calculer :

♣ **La quantité des boues à extraire par jour**

$$Q_{bte} = (\Delta X \times N_j / s) / T_t$$

Avec :

ΔX : Quantité des boues en excès

N_j / s : nombre de jours par semaine

T_t : temps de travail de la bande presseuse (5j/semaine)

$$Q_{bte} = (1348.7 \times 7) / 5 = 1888 \text{ kg MES /j}$$

♣ **Nombre de filtres**

$$N_f = Q_{bte} / (I_b \times D_t \times C_{sh})$$

Avec :

I_b : largeur de la bande est d'environ 2.5 m

D_t : temps de travail est de 8h par jour

C_{sh} : capacité spécifique horaire par mètre de largeur est d'environ 240 kg MST/HM

$$N_f = 1888 / (2.5 \times 8 \times 240) = 1$$

♣ **Quantité de floculant filtrée**

$$Q_f = (Q_{bte} \times C) / 1000$$

Avec :

C : la dose du floculant nécessaire pour le conditionnement chimique est de 4kg/tonne de MES à traiter.

$$Q_f = 7.5 \text{ kg}$$

Tableau V.23 : Les paramètres du filtre à bandes

Les ouvrages	La quantité des boues à extraire /j Kg MES/j	Nombre de filtres	Quantité de floculant filtrée Kg
Filtre à bandes	1888	1	7.5

Arrivé des eaux usées par refoulement en
Ø400 PEHD PN16

Dimensionnement de la station d'épuration

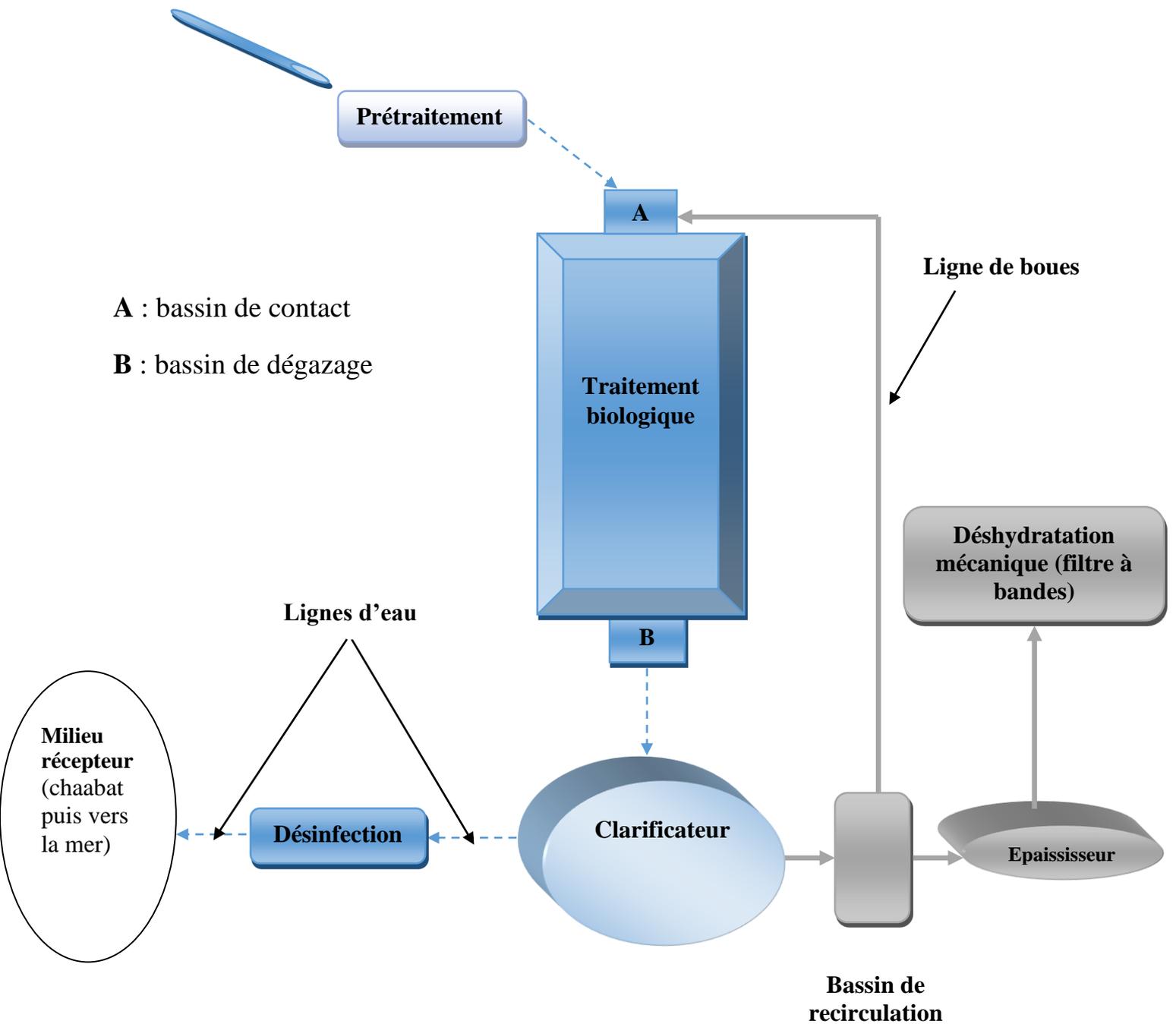


Figure V.2 : Schéma globale du procédé boue activée.

V.4 Dimensionnement du procédé lagunage aéré

Le lagunage aéré est une technique d'épuration biologique par culture libre avec un apport artificiel d'oxygène. L'oxygénation est assurée par un aérateur de surface ou une insufflation d'air. La consommation électrique de chacun de ces deux procédés est similaire à celle d'une boue activée. Le lagunage aéré est reconnu comme un procédé d'épuration efficace, notamment au niveau des charges oxydables (90%). Au niveau de l'azote ammoniacal et des ortho phosphates, les performances sont plus limitées : de l'ordre de 45 %.

Pour des raisons d'exploitations et d'entretien, on prévoit deux lignes de traitement en parallèle pour le lagunage aéré.

02 bassins aérés B1 et B2 :

Dans ces bassins, les eaux à traiter sont en présence de micro-organismes qui vont consommer et assimiler les nutriments constitués par pollution à éliminer. Ces micro-organismes sont essentiellement des bactéries et des champignons (comparables à ceux présents dans les stations à boues activées).

02 Bassins de décantation. :

Les matières en suspension que sont les amas de micro-organismes et de particules piégées, décantent pour former les boues. Ces boues sont pompées régulièrement ou enlevées du bassin lorsqu'elles constituent un volume trop important. Cet étage de décantation est constitué d'une simple lagune de décantation, voire ce qui est préférable, de deux bassins qu'il est possible de passer séparément pour procéder à leur curage.

02 Bassins de finition :

On peut y ajouter une lagune de finition de type mixte (microphytes et macrophytes) pour affiner le traitement notamment au niveau de l'azote, voire du phosphore. L'élimination de ces deux paramètres peut se faire également pour le premier au niveau d'un réacteur de nitrification avec recirculation d'une partie des effluents en tête de lagune primaire et pour le second par voie physicochimique [47].

Pour le prétraitement, Le dessablage est uniquement nécessaire pour un réseau acheminant des quantités importantes de sables. Tandis que le dégraissage est effectué par une cloison siphonée placée à l'arrivée des eaux usées dans les lagunes d'aération.

Par contre dans notre cas, il est préférable d'opter pour le même prétraitement que la boue activée.

Le calcul des volumes des rejets et des flux de pollution a été traité dans le chapitre précédent

Tableau V.24 : Critères de dimensionnement du lagunage aéré

Paramètres	Unité	Valeurs standard	Valeurs préconisées
Dégrillage			
Espacement des barreaux	Cm	3	3
Dégraissage			
Vitesse ascensionnelle	m/h	10 à 20	10 à 20
Hauteur immergée paroi siphonée	Cm	40 à 60	40 à 60
Lagune d'aération			
Dimensionnement	m ² /usager	1.5 à 3	1.5 à 3
Temps de séjour	Jours	20	20

Profondeur	M	2 à 3,5 avec aérateur de surface 2,5 pour une turbine de 4 kW 3 pour une turbine de 5,5 kW > 4 pour une insufflation d'air	
Temps de fonctionnement moyen	h/j/aérateur	8	8
Lagune de décantation			
Temps de séjour	Jours	5	3 à 5
Surface unitaire	m ² /EH	0.3 à 0.5	0.5 à 0.7
Volume nécessaire	m ³ /usager	0.8 à 1.2	0.8 à 1.2
Profondeur	M	2	1.2 à 1.5
Lagune de finition			
Temps de séjour	Jours	/	1 à 2
Surface unitaire	m ² /EH	/	0.5 à 0.7
Profondeur	M	/	0.3 à 1

V.4.1 Bassin aéré

Le temps de séjours total du lagunage aéré (T_{séjour}) est moyennement entre (10-30 jrs) et sa profondeur (h) est de 2m à 3,5m pour un aérateur de surface. Le débit (Q) des eaux usées étant connu, on fixe un temps de séjours Tr des eaux usées dans les lagunes pour avoir leur volume total (Vt). La surface totale (St) des bassins est calculée en choisissant une profondeur h dans les limites indiquées par les normes. Avec un rapport L/l = 3 (Longueur / largeur), on détermine les dimensions de la lagune.

♣ **Le volume total du bassin aéré**

$$Q_j = 5836 \text{ m}^3/\text{j} ; T \text{ séjour} = 15 \text{ j}$$

$$V_t = 5836 \times 15 = 87540 \text{ m}^3$$

♣ **La surface totale du bassin**

On prend H= 3m

$$S_t = V_t / H = 87540 / 3 = 29180 \text{ m}^2 = 2.9 \text{ ha}$$

On prend 70% de la surface totale pour les bassins d'aération.

♣ **Le volume et la surface élémentaires d'aération.**

D'où :

$$V_i = \frac{V_t \times 0.7}{2} = \frac{87540 \times 0.7}{2} = 30639 \text{ m}^3$$

$$S_i = \frac{S_t \times 0.7}{2} = \frac{29180 \times 0.7}{2} = 10213 \text{ m}^2 = 1.02 \text{ ha}$$

♣ **La longueur et la largeur**

On a L/l = 2 à 3

Donc :

$$l = \sqrt{\frac{S_i}{3}} = 58.3 \text{ m}$$

$$L = 3 \times l = 174.9 \text{ m} = 175 \text{ m}$$

♣ **Calcul de la revanche**

Pour les petits bassins dont la surface est inférieure à 1ha, la hauteur de revanche est de 0.5m. Pour une surface de bassin comprise entre 1 et 3 ha, la hauteur de revanche varie entre 0.5 et 1m. Pour les grands bassins, la revanche est obtenue par la formule suivante :

$$R = 1 + 0.3 \sqrt{F}$$

Pour notre cas, la surface est de 0.7 ha donc inférieure de 1 ha d'où la hauteur de la revanche est 0.5 m

$$R = 0.5 \text{ m}$$

♣ **Oxygénation requise**

On considère que l'élimination de la matière organique exige 1.5 à 2 kg d'O₂/kg DBO₅ à éliminer. On prend 1.5 kg d'O₂/kg DBO₅, d'où les besoins en O₂ sont :

$$q_{O_2}(\text{kgO}_2/\text{j}) = C_{\text{DBO}_5} \times 1.5$$

Avec :

C_{DBO5} : charge initiale de la DBO₅ en kg/j = 2918 kg/j

$$q_{O_2}(\text{kgO}_2/\text{j}) = 2918 \times 1.5 = 4377 \text{ kgO}_2/\text{j}$$

On choisit 08 heures d'aération par jour

$$q_{O_2}(\text{kgO}_2/\text{h}) = q_{O_2}(\text{kgO}_2/\text{j}) / 08 = 4377 / 08 = 547.1 \text{ kgO}_2/\text{h}$$

♣ **Calcul des caractéristiques des aérateurs**

Calcul des besoins en énergie dans les lagunes d'aérations (En) ; Les apports spécifiques des aérateurs de surface (Ea) ont souvent été comprise entre 1et2 Kg O₂/Kwh.

On prend Ea = 1.5 Kg O₂/Kwh

$$E_n = q_{O_2} / E_a$$

En : puissance de l'aération nécessaire.

q_{O₂} : Besoins en oxygène (KgO₂/h).

Ea : quantité d'oxygène par unité de puissance en (KgO₂ /Kwh).

$$E_n = 547.1 / 1.5 = 364.7 \text{ Kw}$$

♣ **Déterminations du nombre des aérateurs**

On a calculé le volume du bassin d'aération égale à : Vi = 30639 m³

La puissance des aérateurs à installer est calculée comme suit :

$$P_{\text{aérTOT}} = V_i \times P_v$$

Avec

P_{aérTOT} : puissance des aérateurs à installer en (KW).

V_i : volume du bassin d'aération en (m³).

P_v : puissance des aérateurs par unité de volume en (W/m³). P_v = 2W/m³

$$P_{\text{aérTOT}} = 30639 \times 2 = 61278 \text{ w} = 61.2 \text{ Kw}$$

Le nombre d'aérateur :

$$N = P_{a\acute{e}rTOT} / P_{a\acute{e}r}$$

Avec :

$P_{a\acute{e}r}$ = puissance d'un aérateur en (Kw), en prenant des aérateurs de 20Kw

$$N = 61.2 / 20 \approx 3 \text{ aérateurs}$$

On obtient alors 3 aérateurs par bassin

♣ **Elimination de la DBO₅**

Le dimensionnement des lagunes d'aération est basé sur une relation cinétique du premier ordre, où le taux d'élimination de la DBO est basé sur sa charge initiale :

$$DBO_5 \text{ à la sortie du bassin} = \frac{DBO_5 \text{ à l'entrée du bassin}}{\left[1 + \frac{KT \cdot Ts\acute{e}jour}{n}\right]^n} = \frac{2918}{\left[1 + \frac{0.23 \times 15}{2}\right]^2} = 392.9 \text{ kg DBO}_5/\text{j}$$

KT : constante de dégradation en (jour⁻¹).on prend KT =0.23

Ts_{sejour} : temps de séjours en (jour) ; Ts_{sejour} = 15 jr.

n : nombre de lagune fonctionnant (n=2).

Tableau V.25 : Paramètres du bassin aéré

Ouvrage	V m ³	S m ²	H M	Li m	Li M	Besoin en O ₂ KgO ₂ /J	Temps de séjour j	DBO ₅ à la sortie du bassin Kg/j
Bassin aéré	30639	10213	3	174.9	58.3	3370.5	15	392.9

V.4.2. Bassin de décantation

On suit la même démarche que pour les lagunes d'aérations, mais avec une hauteur et un temps de séjour plus faible.

Ts_{sejour}' = 5j ; H = 2 m

Avec Qj = 5836 m³/j

♣ **Le volume du bassin**

$$V' = Qj \times Ts = 5836 \times 5 = 29180 \text{ m}^3$$

♣ **La surface du bassin**

$$S' = V' / H' = 29180 / 2 = 14590 \text{ m}^2$$

C'est un système à deux bassins de décantation fonctionnant en parallèle donc :

Le volume et la surface de chaque bassin est :

$$V'i = V' / 2 = 29180 / 2 = 14590 \text{ m}^3$$

$$S'i = S' / 2 = 14590 / 2 = 7295 \text{ m}^2$$

On garde le même rapport L'/l' = 3

Donc :

$$l = \sqrt{\frac{S'i}{3}} = 49 \text{ m}$$

$$L = 3 \times l = 3 \times 49 = 147 \text{ m}$$

Chapitre V

Dimensionnement de la station d'épuration

♣ Calcul de la revanche

La superficie du bassin de décantation est 0.82 ha donc la hauteur de la revanche est 0.5m.

♣ Elimination de la DBO₅

Les lagunes de décantations sont assimilables aux lagunes aérées.

Ce type de dimensionnement est lié à l'application de la théorie de la dégradation de la matière organique suivant une loi d'ordre 1^{er} :

$$\text{DBO}_5 \text{ à la sortie du bassin} = \left[\frac{\text{DBO}_5 \text{ à l'entrée du bassin}}{1 + K_T \cdot \text{Tséjour}'} \right] \times \text{F.C} = \frac{392.9}{1 + 0.23 \times 5} \times 1.1 = 201 \text{ kg DBO}_5/\text{j}$$

KT : constante de dégradation en (jour⁻¹).on prend KT =0.23

Tséjour' : temps de séjours en (jour) ; Tr = 5 jr.

F.C : facteur de correction pour tenir compte de la DBO provenant des produits de la décomposition anaérobie qui s'effectue au fond de l'étang les valeurs F.C utilisées sont entre 1,05 et 1.2 pour notre cas F.C = 1,1.

Tableau V.26 : Paramètres du bassin de décantation

Ouvrage	V m ³	S m ²	H M	Li m	li m	Besoin en O ₂ KgO ₂ /J	Temps de séjour j	DBO ₅ à la sortie du bassin Kg/j
Bassin de décantation	14590	7295	2	147	49	656	5	201

V.4.3 Bassin de finition

Ces lagunes sont des lagunes à microphytes dont le fonctionnement est essentiellement aérobie compte tenu des faibles charges organiques appliquées à ce niveau de traitement.

Elles assurent une finition/polissage des effluents avant rejet et surtout sont employées à l'abattement des germes de contamination fécale dans une filière lagunage. Cependant, on observe d'un développement algal important notamment en période chaude, la qualité du rejet épuré en est affecté (MES) même si les normes prévoient d'éviter la prise en compte des algues (analyses sur échantillons filtrés).

Toujours les mêmes démarches avec une hauteur H'' = 0.8m et un temps de séjours

Tséjour'' = 1 à 2j.

♣ Le volume du bassin

Avec Qj = 5836 m³/j et Tséjour'' = 2j

$$V'' = Qj \times 2 = 11672 \text{ m}^3$$

♣ La surface du bassin

$$S'' = V'' / H'' = 14590 \text{ m}^2$$

On propose un système de 2 bassins de finition fonctionnant en parallèle.

Donc le volume et la surface de chaque bassin est :

$$V_i'' = V'' / 2 = 5836 \text{ m}^3$$

$$S_i'' = S'' / 2 = 7295 \text{ m}^2$$

La longueur et la largeur du bassin est :

On garde le même rapport L/l = 3

Donc :

$$l = \sqrt{\frac{Si''}{3}} = 50m$$

$$L = 3 \times 50 = 150 m$$

♣ **Elimination de la DBO₅**

Pour calculer la quantité de DBO₅ à la sortie de bassin de finition, on utilise la formule suivante :

$$DBO_5 \text{ à la sortie du bassin} = \left[\frac{DBO_5 \text{ à l'entrée du bassin}}{1 + K_T \cdot T \cdot \text{tséjour}''} \right] = \frac{201}{1 + 0.23 \times 2} = 137.6 \text{ kg DBO}_5/\text{j}$$

♣ **Calcul du rendement**

$$R = \frac{DBO_5 \text{ initiale} - DBO_5 \text{ finale (à la sortie du bassin de finition)}}{DBO_5 \text{ initiale}} = \frac{2918 - 137.6}{2918} = 95 \%$$

Tableau V.27 : Les paramètres du bassin de finition

Ouvrage	V m ³	S m ²	H M	Li m	li m	DBO ₅ à la sortie du bassin	Le rendement du procédé
Bassin de finition	5836	7295	0.8	150	50	137.6	95%

Remarque

L'étanchéité des bassins par une géo membrane sera privilégiée à l'étanchéification naturelle, afin de limiter les risques de dégradation des berges par le fort batillage de l'eau en mouvement.

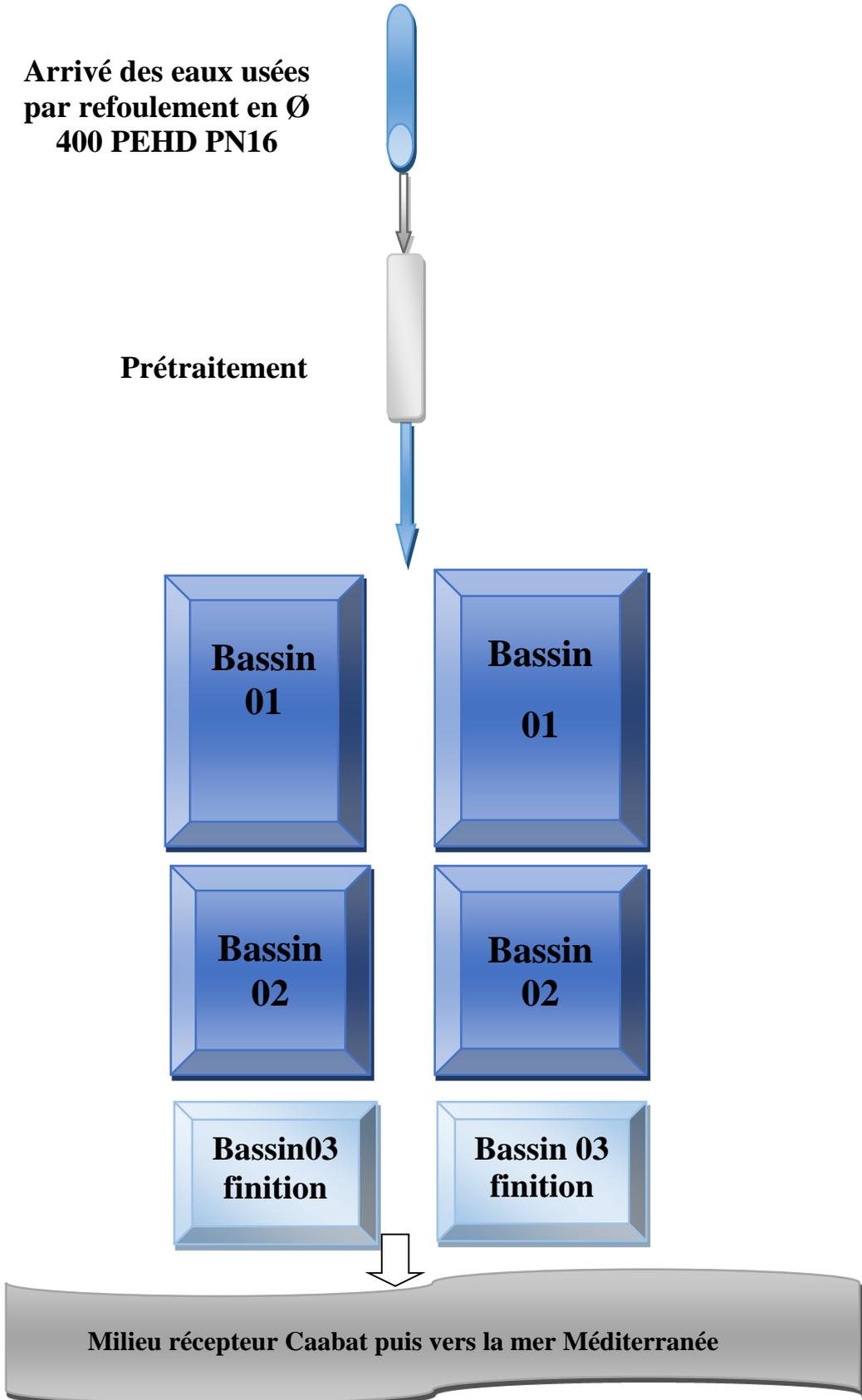


Figure V.3 : Schéma globale du procédé lagunage aéré

V.5 Calcul hydraulique

V.5.1 Dimensionnement de la conduite de refoulement

A) La hauteur d'élévation

$$H_{MT} = H_g + \Delta H_t$$

H_g : Hauteur géométrique

ΔH_T : Perte de charge totale

$$H_g = \nabla_{max} - \nabla_{RSP}$$

∇_{max} : Côte max

∇_{RSP} : Côte du radier de la station de relevage

$$\Delta H_T = \Delta H_{lin} + \Delta H_{sin}$$

ΔH_T : La perte de charge

ΔH_{lin} : Perte de charge linéaire

ΔH_{sin} : Perte de charge singulière

$$H_g = \nabla_{max} - \nabla_{RSP} = 60 - 14 = 46 \text{ m}$$

B) Diamètre approximatif

$$D = \sqrt{Q} \rightarrow D = \sqrt{100 * 10^{-3}} = 0.316 \text{ m} = 316 \text{ mm}$$

C) Hauteur manométrique totale

$$\lambda = \left[1,14 - 0,86 \ln \left(\frac{\varepsilon}{D} \right) \right]^{-2} = \left[1,14 - 0,86 \ln \left(\frac{2 * 10^{-3}}{500} \right) \right]^{-2} = 7,14 * 10^{-3} = 0,0071$$

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 * 100 * 10^{-3}}{\pi (0,5)^2} = 0,51 \text{ m/s}$$

$$\Delta H_{lin} = \lambda \frac{L v^2}{D 2g} = 0,0071 * \frac{750}{0,5} * \frac{0,51^2}{2 * 9,81} = 0,141$$

$$\Delta H_T = (1,05 \div 1,1) \Delta H_{lin} = 1,1 * 0,141 = 0,155 \text{ m}$$

$$H_{MT} = H_g + \Delta H_t = 46 + 0,155 = 46,155 \text{ m}$$

D) Diamètre économique de la conduite de refoulement

- Débit de refoulement : $Q_p = 100 \text{ l/s}$
- Hauteur d'élévation : $H_{MT} = 46,2 \text{ m}$
- Nombre de collecteur de refoulement et leur type de matériau : PEHD
- La puissance absorbée par la pompe : $P_{abs} = 25 \text{ kW}$
- Le prix du KWh : 14,6 DA
- Le rendement global de la station de pompage :

$$\eta_{sp} = \eta_p * \eta_m * \eta_{acc} * \eta_{re}$$

$$\eta_p: \text{rendement de la pompe} : \eta_p = 0,44$$

$$\eta_m: \text{rendement du moteur} : \eta_m = 0,95$$

$$\eta_{acc}: \text{rendement de l'accouplement} : \eta_{acc} = 1$$

$$\eta_{re}: \text{rendement du reseau electrique} : \eta_{re} = 0,99$$

$$\eta_{sp} = \eta_p * \eta_m * \eta_{acc} * \eta_{re} = 0,44 * 0,95 * 1 * 0,99 = 0,4138 = 41,38 \%$$

♣ Coût de l'investissement amorti

$$F_{inv} = A * P_u * L_{ref}$$

A : coefficient d'amortissement.

Pu: prix unitaire du mètre linéaire de conduite (pose aussi)

Lref : longueur de la conduite de refoulement

Avec

$$A = \frac{i}{(i + 1)^n - 1} + i$$

i : Annuité = $(0,08 \div 0,12)$; On prend : $i = 0,08$

n : nombre d'année d'amortissement ; On prend : $n = 15$ ans

$$A = \frac{i}{(i + 1)^n - 1} + i = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{15} - 1} + 0,08 = 0,105 \approx 0,11$$

Tableau V.28 : Coût de l'investissement amorti

D (mm)	A	Lref (m)	Pu (DA)	F amrt (DA)
200	0,11	750	1361,17	112296
250	0,11	750	2261,5	186573
315	0,11	750	3503,6	289047
400	0,11	750	6007,06	495582
500	0,11	750	6117,61	504702
630	0,11	750	14838,53	1224178

♣ Frais d'exploitation

$$F_{am} = E \times P_u$$

Avec

$$E = \frac{\rho * g * Q * H_{MT}}{\eta_{sp}} \times T$$

Pu : prix unitaire de kWh

$$T = 24 \times 365 = 8760 \text{ h}$$

$$H_{MT} = H_g + \Delta H_t$$

$$\Delta H_T = (1,05 \div 1,1) \lambda \frac{L v^2}{D 2g}$$

$$\lambda = \left[1,14 - 0,86 \ln \left(\frac{\varepsilon}{D} \right) \right]^{-2}$$

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

Tableau V.29 : Frais d'exploitation

D (mm)	V (m/s)	λ	ΔH_T (m)	H _{MT} (m)	E (kWh)	F _{inv} (DA)
200	3.18471338	0.00820303	17.49201	63.49201	1318565484	1.79479*10 ¹²
250	2.03821656	0.00792514	5.53761265	51.5376127	1070303448	2.42049*10 ¹²
315	1.28383507	0.00765196	1.68358673	47.6835867	990265258	3.46949*10 ¹²
400	0.79617834	0.00738416	0.4920588	46.4920588	965520292	5.79994*10 ¹²
500	0.50955414	0.00714652	0.15604875	46.1560488	958542229	5.86399* 10 ¹²
630	0.32095877	0.00691229	0.04752636	46.0475264	956288498	1.4189*10 ¹³

♣ Coût total

Tableau V.30: Le coût total

D (mm)	F _{amrt} (DA)	F _{inv} (DA)	la somme
200	24 838	1.79479*10 ¹²	1.79479*10 ¹²
250	41 268	2.42049*10 ¹²	2.42049*10 ¹²
315	63 933	3.46949*10 ¹²	3.46949*10 ¹²
400	109 634	5.79994*10 ¹²	5.79994*10 ¹²
500	111 634	5.86399*10 ¹²	5.86399*10 ¹²
630	270 772	1.41899*10 ¹³	1.41899*10 ¹³

♣ Diamètre

économique

La valeur optimale du diamètre correspondante au minimum du coût (F_{inv}+F_{am}) et en même temps il faut vérifier la condition 0,6 < V < 1,5 pour le PEHD.

Pour cela : D_{éco} = 400 mm

V.5.2 Dimensionnement des conduites dans la step

En utilisant l'équation de Hazen-Williams, on va déterminer le diamètre de chaque conduite et la vitesse d'écoulement.

Elle est définie par l'expression suivante :

$$Q = 0.849 \times C \times A \times R_h^{0.63} \times I^{0.54}$$

Avec :

Q : débit volumique dans la conduite en m³/s

C : coefficient de rugosité de Hazen-williams du matériau constituant la conduite, nombre sans valeur dont quelques valeurs sont données dans le tableau suivant :

Tableau V.31 : Les valeurs de coefficient de rugosité

Coefficient de rugosité	Valeur
Acier	120
Béton, brique	100
Bois	120
Cuivre	150
Etain	130
Font	100
PVC/PEHD	150
Plomb	130

Dans notre cas les conduites sont en PEHD donc $C = 150$

A : l'aire de la section de conduite = $\frac{\pi \times D^2}{4}$, exprimée en m^2 .

Rh : le rayon hydraulique de la conduite exprimé en m ; $Rh = D$

I : le gradient hydraulique.

♣ **Conduite de liaison entre le Bassin de réception et le Dégrilleur**

Elle a comme les dimensions suivantes :

$Q = 1316 \text{ m}^3/\text{h} = 0.365 \text{ m}^3/\text{s}$; $I = 0.18\%$; $L = 7 \text{ m}$; $\Delta H = 1.3 \text{ m}$

Selon l'équation de HAZEN

$$D = \sqrt[2.63]{\frac{Q \times 4}{0.849 \times C \times I^{0.54} \times \pi}} = 430 \text{ mm}$$

$D_N = 450 \text{ mm}$

Donc la surface est de : $A = \frac{\pi \times D^2}{4} = 0.15 \text{ m}^2$

La vitesse est de : $V = Q / A = 0.365 / 0.15 = 2 \text{ m/s}$

♣ **Conduite de liaison entre le Dégrilleur et dessableur-déshuileur**

$Q = 0.365 \text{ m}^3/\text{s}$; $\Delta H = 0.5 \text{ m}$; $L = 5 \text{ m}$; $I = 0.1\%$

D'après la formule de HAZEN :

$$\mathbf{D = 500 \text{ mm}}$$

Donc la surface est de : $A = 0.19 \text{ m}^2$

La vitesse est de : $V = 1.8 \text{ m/s}$

Procédé boues activées à faible charge

♣ **Conduite de liaison entre le dessableur-déshuileur et le bassin de contact**

$Q_{dm} = 1559 \text{ m}^3/\text{h} = 0.433 \text{ m}^3/\text{s}$; $I = 0.1\%$

D'après la formule de HAZEN :

$$D = 550 \text{ mm}$$

Donc la surface est de : $A = 0.23 \text{ m}^2$

La vitesse est de $V = 1.8 \text{ m/s}$

♣ **Conduite de liaison entre le bassin de dégazage et le clarificateur**

$Q_{pt.p} = 1316 \text{ m}^3/\text{h} = 0.365 \text{ m}^3/\text{s}$; $I = 0.05\%$

D'après la formule de HAZEN :

D = 600 mm

Donc La surface est de : $A = 0.2 \text{ m}^2$

La vitesse est de : $V = 1.2 \text{ m/s}$

♣ **Conduite de liaison entre le clarificateur et le bassin de désinfection**

$Q_{pt.p} = 1316 \text{ m}^3/\text{h} = 0.365 \text{ m}^3/\text{s}$; $I = 0.07\%$

D'après la formule de HAZEN :

D = 550 mm

La surface est de : $A = 0.2 \text{ m}^2$

La vitesse est de : $V = 1.5 \text{ m/s}$

♣ **Conduite de liaison entre le clarificateur et la fosse à boue**

$Q_{dm} = 1559 \text{ m}^3/\text{h} = 0.433 \text{ m}^3/\text{s}$; $I = 0.07\%$

D'après la formule de HAZEN :

D = 550 mm

Donc La surface est de : $A = 0.23 \text{ m}^2$

La vitesse est de : $V = 1.8 \text{ m/s}$

♣ **Conduite de liaison entre la fosse à boues et le bassin de contact**

$Q_R = 243 \text{ m}^3/\text{h} = 0.067 \text{ m}^3/\text{s}$; $I = 0.02\%$

D'après la formule de HAZEN :

D = 350 mm

La surface est de : $A = 0.09 \text{ m}^2$

La vitesse est de : $V = 0.6 \text{ m/s}$

Procédé lagunage aéré

♣ **Conduite de liaison entre le dessableur-déhuileur et le bassin aéré 01**

$Q_{moy} = 243 \text{ m}^3/\text{h} = 0.067 \text{ m}^3/\text{s}$; $I = 0.02\%$

D'après la formule de HAZEN :

D = 350 mm

La surface est de : $A = 0.09 \text{ m}^2$

La vitesse est de : $V = 0.6 \text{ m/s}$

♣ **Conduite de liaison entre le dessableur-déhuileur et bassin aéré 02**

$Q_{moy} = 243 \text{ m}^3/\text{h} = 0.067 \text{ m}^3/\text{s}$; $I = 0.02\%$

D'après la formule de HAZEN:

D = 350 mm

Donc la surface est de : $A = 0.09 \text{ m}^2$

La vitesse est de : $V = 0.6 \text{ m/s}$

♣ **Conduite de liaison entre le bassin aéré 01 et bassin de décantation 01**

$Q_{moy} = 243 \text{ m}^3/\text{h} = 0.067 \text{ m}^3/\text{s}$; $I = 0.05\%$

D'après la formule de HAZEN :

D = 300 mm

Donc la surface est de : $A = 0.07 \text{ m}^2$

La vitesse est de : $V = 0.95 \text{ m/s}$

♣ **Conduite de liaison entre le bassin aéré 02 et bassin de décantation 02**

$Q_{moy} = 243 \text{ m}^3/\text{h} = 0.067 \text{ m}^3/\text{s}$; $I = 0.06\%$

D'après la formule de HAZEN :

D = 300 mm

Donc la surface est de : $A = 0.07 \text{ m}^2$

La vitesse est de : $V = 0.95 \text{ m/s}$

♣ **Conduite de liaison entre le bassin de décantation 01 et bassas de finition 01**

$Q_{moy} = 243 \text{ m}^3/\text{h} = 0.067 \text{ m}^3/\text{s}$; $I = 0.06\%$

D'après la formule de HAZEN :

$$D = 300 \text{ mm}$$

Donc la surface est de : $A = 0.07 \text{ m}^2$

La vitesse est de $V = 0.95 \text{ m/s}$

♣ **Conduite de liaison entre le bassin décantation 02 et bassas de finition 02**

$Q_{moy} = 243 \text{ m}^3/\text{h} = 0.067 \text{ m}^3/\text{s}$; $I = 0.06\%$

D'après la formule de HAZEN:

$$D = 300 \text{ mm}$$

Donc la surface est de : $A = 0.07 \text{ m}^2$

La vitesse est de : $V = 0.95 \text{ m/s}$

V.5.3 Profil hydraulique

Le calcul hydraulique consiste à calculer les différents niveaux d'eau le long de la chaîne de traitement, qui nous renseignent sur la position de la ligne de charge.

V.5.3.1 Calculs des cotes piézométriques des différents ouvrages

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

$$P_1/W + V_1^2/2g + Z_1 = P_2/W + V_2^2/2g + Z_2 + \Delta H_{1-2}$$

Avec :

P_1/W et P_2/W : énergie de pression dans les sections (1) et (2).

$V_1/2g$ et $V_2/2g$: énergies cinétiques en (1) et (2).

Z_1 et Z_2 : cotes terrains des points (1) et (2).

ΔH_{1-2} : pertes de charge dans le tronçon (1-2), tel que :

$$\Delta H_{1-2} = \Delta H_L + \Delta H_s$$

ΔH_L : perte de charge linéaire en (m)

ΔH_s : perte de charge singulière en (m)

$$\Delta H_s = 0.15 \times \Delta H_L$$

Donc :

$$\Delta H_{1-2} = 1.15 \times \Delta H_L$$

Pour calculer les pertes de charge dans les conduites on utilisera la formule suivante :

$$\Delta H_L = \frac{8 \times \lambda \times L_{1-2} \times Q^2}{g \times \pi^2 \times D^5}$$

Avec des longueurs des conduites, un débit et des diamètres connu .

Q : débit de l'effluent (m^3/s)

L_{1-2} : longueur du tronçon 1-2 (m)

D : diamètre du tronçon 1-2 (m)

λ : coefficient du perte de charge

$$\lambda = [1.14 - 0.86 \ln(\varepsilon/D)]^2$$

avec :

ε : rugosité (pour le PEHD $\varepsilon = 0.1 \text{ mm}$)

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

$$P_1/W + Z_1 = P_2/W + Z_2 + \Delta H_{1-2}$$

On pose:

$$P_1/W = H_1 \text{ et } P_2/W = H_2$$

Donc :

$$H_1 + Z_1 = H_2 + Z_2 + \Delta H_{1-2}$$

$Cp_1 = H_1 + Z_1$: cote piézométrique au point (1).

$Cp_2 = H_2 + Z_2$: cote piézométrique au point (2).

$$Cp_1 = Cp_2 + \Delta H_{1-2}$$

♣ **Calcul des pertes de charge**

♣ **Conduite de liaison entre le Bassin de réception et le Dégrilleur**

$$D = 450 \text{ mm} ; L = 7 \text{ m} ; Q = 0.365 \text{ m}^3/\text{s} ; \lambda = [1.14 - 0.86 \ln(0.1/450)]^{-2} = 0.014$$

Donc :

$$\Delta H_L = \frac{8 \times 0.014 \times 7 \times 0.365^2}{10 \times 3.14^2 \times 0.450^5} = 0.073 \text{ m}$$

alors les pertes de charges totale :

$$\Delta H_{\text{tot}} = 1.15 \times \Delta H_L = 1.15 \times 0.073 = 0.083 \text{ m}$$

♣ **Conduite de liaison entre le Dégrilleur et dessableur-déshuileur**

$$D = 500 \text{ mm} ; L = 5 \text{ m} ; Q = 0.365 \text{ m}^3/\text{s} ; \lambda = [1.14 - 0.86 \ln(0.1/500)]^{-2} = 0.013$$

Donc :

$$\Delta H_L = \frac{8 \times 0.013 \times 5 \times 0.365^2}{10 \times 3.14^2 \times 0.5^5} = 0.027 \text{ m}$$

alors les pertes de charges totale :

$$\Delta H_{\text{tot}} = 1.15 \times \Delta H_L = 1.15 \times 0.027 = 0.031 \text{ m}$$

Procédé boue activée à faible charge

♣ **Conduite de liaison entre le dessableur-déshuileur et le bassin de contact**

$$D = 550 \text{ mm} ; L = 10 \text{ m} ; Q = 0.433 \text{ m}^3/\text{s} ; \lambda = [1.14 - 0.86 \ln(0.1/550)]^{-2} = 0.013$$

Donc :

$$\Delta H_L = \frac{8 \times 0.013 \times 10 \times 0.433^2}{10 \times 3.14^2 \times 0.55^5} = 0.05 \text{ m}$$

alors les pertes de charges totale :

$$\Delta H_{\text{tot}} = 1.15 \times \Delta H_L = 1.15 \times 0.05 = 0.06 \text{ m}$$

♣ **Conduite de liaison entre le bassin de dégazage et le clarificateur**

$$D = 600 \text{ mm} ; L = 10 \text{ m} ; Q = 0.365 \text{ m}^3/\text{s} ; \lambda = [1.14 - 0.86 \ln(0.1/600)]^{-2} = 0.013$$

Donc :

$$\Delta H_L = \frac{8 \times 0.013 \times 10 \times 0.365^2}{10 \times 3.14^2 \times 0.6^5} = 0.025 \text{ m}$$

alors les pertes de charges totales :

$$\Delta H_{\text{tot}} = 1.15 \times \Delta H_L = 1.15 \times 0.025 = 0.029 \text{ m}$$

♣ **Conduite de liaison entre le clarificateur et le bassin de désinfection**

$$D = 550 \text{ mm} ; L = 20\text{m} ; Q = 0.365 \text{ m}^3/\text{s} ; \lambda = [1.14 - 0.86\ln(0.1/550)]^{-2} = 0.013$$

Donc :

$$\Delta H_L = \frac{8 \times 0.013 \times 20 \times 0.365^2}{10 \times 3.14^2 \times 0.55^5} = 0.078 \text{ m}$$

alors les pertes de charges totale :

$$\Delta H_{\text{tot}} = 1.15 \times \Delta H_L = 1.15 \times 0.078 = 0.09 \text{ m}$$

♣ **Conduite de liaison entre le clarificateur et la fosse à boue**

$$D = 550 \text{ mm} ; L = 7\text{m} ; Q = 0.433 \text{ m}^3/\text{s} ; \lambda = [1.14 - 0.86\ln(0.1/550)]^{-2} = 0.013$$

Donc :

$$\Delta H_L = \frac{8 \times 0.013 \times 7 \times 0.433^2}{10 \times 3.14^2 \times 0.55^5} = 0.026 \text{ m}$$

alors les pertes de charges totale :

$$\Delta H_{\text{tot}} = 1.15 \times \Delta H_L = 1.15 \times 0.026 = 0.030$$

♣ **Conduite de liaison entre la fosse à boues et le bassin de contact**

$$D = 350\text{mm} ; L = 120\text{m} ; Q = 0.06 \text{ m}^3/\text{s} ; \lambda = [1.14 - 0.86\ln(0.1/350)]^{-2} = 0.014$$

Donc :

$$\Delta H_L = \frac{8 \times 0.013 \times 120 \times 0.06^2}{10 \times 3.14^2 \times 0.35^5} = 0.14 \text{ m}$$

alors les pertes de charges totale :

$$\Delta H_{\text{tot}} = 1.15 \times \Delta H_L = 1.15 \times 0.14 = 0.16 \text{ m}$$

Procédé lagunage aéré

♣ **Conduite de liaison entre le dessableur-déhuileur et le bassin aéré 01**

$$D = 350 \text{ mm} ; L = 20\text{m} ; Q = 0.0675 \text{ m}^3/\text{s} ; \lambda = [1.14 - 0.86\ln(0.1/350)]^{-2} = 0.015$$

Donc :

$$\Delta H_L = \frac{8 \times 0.015 \times 20 \times 0.0675^2}{10 \times 3.14^2 \times 0.35^5} = 0.023$$

alors les pertes de charges totale :

$$\clubsuit \Delta H_{\text{tot}} = 1.15 \times \Delta H_L = 1.15 \times 0.023 = 0.027$$

♣ **Conduite de liaison entre le dessableur-déhuileur et bassin aéré 02**

$$D = 350 \text{ mm} ; L = 18\text{m} ; Q = 0.0675 \text{ m}^3/\text{s} ; \lambda = [1.14 - 0.86\ln(0.1/350)]^{-2} = 0.015$$

Donc :

$$\Delta H_L = \frac{8 \times 0.015 \times 20 \times 0.0675^2}{10 \times 3.14^2 \times 0.35^5} = 0.023$$

alors les pertes de charges totale :

$$\Delta H_{\text{tot}} = 1.15 \times \Delta H_L = 1.15 \times 0.023 = 0.027$$

♣ **Conduite de liaison entre le bassin aéré 01 et bassin de décantation 01**

$$D = 300 \text{ mm} ; L = 17\text{m} ; Q = 0.0675 \text{ m}^3/\text{s} ; \lambda = [1.14 - 0.86\ln(0.1/300)]^{-2} = 0.015$$

Donc :

$$\Delta H_L = \frac{8 \times 0.015 \times 17 \times 0.0675^2}{10 \times 3.14^2 \times 0.30^5} = 0.050$$

♣ alors les pertes de charges totale :

$$\Delta H_{\text{tot}} = 1.15 \times \Delta H_L = 1.15 \times 0.050 = 0.057$$

♣ **Conduite de liaison entre le bassin aéré 02 et bassin de décantation 02**

$$D = 300 \text{ mm} ; L = 16\text{m} ; Q = 0.0675 \text{ m}^3/\text{s} ; \lambda = [1.14 - 0.86\ln(0.1/300)]^{-2} = 0.015$$

Donc :

$$\Delta H_L = \frac{8 \times 0.015 \times 16 \times 0.0675^2}{10 \times 3.14^2 \times 0.30^5} = 0.05$$

alors les pertes de charges totale :

$$\Delta H_{tot} = 1.15 \times \Delta H_L = 1.15 \times 0.05 = 0.057$$

- ♣ **Conduite de liaison entre le bassin de décantation 01 et bassas de finition 01**

D = 300 mm ; L = 19m ; Q = 0.0675 m³/s ; $\lambda = [1.14 - 0.86 \ln(0.1/300)]^{-2} = 0.015$

Donc :

$$\Delta H_L = \frac{8 \times 0.015 \times 16 \times 0.0675^2}{10 \times 3.14^2 \times 0.30^5} = 0.06$$

alors les pertes de charges totale :

$$\Delta H_{tot} = 1.15 \times \Delta H_L = 1.15 \times 0.05 = 0.069$$

- ♣ **Conduite de liaison entre le bassin décantation 02 et bassas de finition 02**

D = 300 mm ; L = 18.5m ; Q = 0.0675 m³/s ; $\lambda = [1.14 - 0.86 \ln(0.1/300)]^{-2} = 0.015$

Donc :

$$\Delta H_L = \frac{8 \times 0.015 \times 16 \times 0.0675^2}{10 \times 3.14^2 \times 0.30^5} = 0.06$$

alors les pertes de charges totale :

$$\Delta H_{tot} = 1.15 \times \Delta H_L = 1.15 \times 0.05 = 0.069$$

- ♣ **Calcul des cotes piézométrique**

- ♣ **Cote piézométrique du bassin de réception**

On a $Z_r = \text{cote radier} = 80.34$

Et la hauteur d'eau dans le bassin de réception $H_r = 1 \text{ m}$

$$C_{pr} = Z_r + H_r = 80.34 + 1 = 81.34 \text{ m}$$

- ♣ **Cote piézométrique du dégrilleur**

La hauteur d'eau dans le dégrilleur $H_d = 1 \text{ m}$

$$H_r + Z_r = H_d + Z_d + \Delta H_{r-d}$$

$$Z_d = 1 + 80.34 - 1 - 0.083 = 80.25 \text{ m}$$

$$C_{pd} = Z_d + H_d = 80.25 + 1 = 81.25 \text{ m}$$

- ♣ **Cote piézométrique du dessableur-déhuileur**

La hauteur d'eau dans le dégrilleur $H_{dd} = 1.5 \text{ m}$

$$H_d + Z_d = H_{dd} + Z_{dd} + \Delta H_{d-dd}$$

$$Z_{dd} = 1 + 80.25 - 1.5 - 0.031 = 79.71 \text{ m}$$

$$C_{pdd} = Z_{dd} + H_{dd} = 79.71 + 1.5 = 81.20 \text{ m}$$

Procédé boues activées à faible charge

- ♣ **Cote piézométrique du bassin de contact**

La hauteur d'eau dans le dégrilleur $H_c = 1.5 \text{ m}$

$$H_{dd} + Z_{dd} = H_c + Z_c + \Delta H_{dd-c}$$

$$Z_c = 1.5 + 79.71 - 1.5 - 0.06 = 79.65 \text{ m}$$

$$C_{pdd} = Z_{dd} + H_{dd} = 79.65 + 1.5 = 81.15 \text{ m}$$

- ♣ **Cote piézométrique du bassin de dégazage**

La hauteur d'eau dans le dégrilleur $H_{dég} = 1 \text{ m}$

$$H_c + Z_c = H_{dég} + Z_{dég} + \Delta H_{c-dég}$$

$$Z_{dég} = 1.5 + 79.65 - 1 - 0.029 = 80.12 \text{ m}$$

$$C_{pdég} = Z_{dég} + H_{dég} = 80.12 + 1 = 81.12 \text{ m}$$

- ♣ **Cote piézométrique du clarificateur**

La hauteur d'eau dans le dégrilleur $H_{cl} = 3 \text{ m}$

$$H_{dég} + Z_{dég} = H_{cl} + Z_{cl} + \Delta H_{dég-cl}$$

$$Z_{cl} = 1 + 80.12 - 3 - 0.09 = 78 \text{ m}$$

$$C_{pcl} = Z_{cl} + H_{cl} = 78 + 3 = 81 \text{ m}$$

♣ **Cote piézométrique du bassin de désinfection**

La hauteur d'eau dans le dégrilleur $H_{dés} = 3.5 \text{ m}$

$$H_{cl} + Z_{cl} = H_{dés} + Z_{dés} + \Delta H_{cl-dés}$$

$$Z_{dés} = 3 + 78 - 3.5 - 0.09 = 77.41 \text{ m}$$

$$C_{pdd} = Z_{dd} + H_{dd} = 77.41 + 3.5 = 80.9 \text{ m}$$

♣ **Cote piézométrique du fosse à boue**

La hauteur d'eau dans le dégrilleur $H_f = 0.8 \text{ m}$

$$H_{dés} + Z_{dés} = H_f + Z_f + \Delta H_{dés-f}$$

$$Z_f = 3.5 + 77.41 - 0.8 - 0.16 = 79.95 \text{ m}$$

$$C_{pdd} = Z_{dd} + H_{dd} = 79.95 + 0.8 = 80.75 \text{ m}$$

Procédé lagunage aéré

♣ **Cote piézométrique de bassin aéré 01**

La hauteur d'eau dans le dégrilleur $H_{aéré01} = 3 \text{ m}$

$$H_{dd} + Z_{dd} = H_{aéré01} + Z_{aéré01} + \Delta H_{dd-aéré01}$$

$$Z_{aéré01} = 1.5 + 79.71 - 3 - 0.027 = 78.18 \text{ m}$$

$$C_{paéré01} = Z_{aéré01} + H_{aéré01} = 78.18 + 3 = 81.18 \text{ m}$$

♣ **Cote piézométrique de bassin de décantation 01**

La hauteur d'eau dans le dégrilleur $H_{déc01} = 2 \text{ m}$

$$H_{aéré01} + Z_{aéré01} = H_{déc01} + Z_{déc01} + \Delta H_{aéré01-déc01}$$

$$Z_{déc01} = 3 + 78.18 - 2 - 0.057 = 79.12 \text{ m}$$

$$C_{pdéc01} = Z_{déc01} + H_{déc01} = 79.12 + 2 = 81.1 \text{ m}$$

♣ **Cote piézométrique de finition 01**

La hauteur d'eau dans le dégrilleur $H_{fini01} = 0.8 \text{ m}$

$$H_{déc01} + Z_{déc01} = H_{fini01} + Z_{fini01} + \Delta H_{déc01-fini01}$$

$$Z_{fini01} = 2 + 79.12 - 0.8 - 0.069 = 80.2 \text{ m}$$

$$C_{pfini01} = Z_{fini01} + H_{fini01} = 80.2 + 0.8 = 81 \text{ m}$$

♣ **Cote piézométrique de bassin aéré 02**

La hauteur d'eau dans le dégrilleur $H_{aéré02} = 3 \text{ m}$

$$H_{dd} + Z_{dd} = H_{aéré02} + Z_{aéré02} + \Delta H_{dd-aéré02}$$

$$Z_{aéré02} = 1.5 + 79.71 - 3 - 0.027 = 78.18 \text{ m}$$

$$C_{paéré02} = Z_{aéré02} + H_{aéré02} = 78.18 + 3 = 81.18 \text{ m}$$

♣ **Cote piézométrique de bassin de décantation 02**

La hauteur d'eau dans le dégrilleur $H_{déc02} = 2 \text{ m}$

$$H_{aéré02} + Z_{aéré02} = H_{déc02} + Z_{déc02} + \Delta H_{aéré02-déc02}$$

$$Z_{déc02} = 3 + 78.18 - 2 - 0.057 = 79.12 \text{ m}$$

$$C_{pdéc02} = Z_{déc02} + H_{déc02} = 79.12 + 2 = 81.1 \text{ m}$$

♣ **Cote piézométrique de finition 02**

La hauteur d'eau dans le dégrilleur $H_{fini02} = 0.8 \text{ m}$

$$H_{déc02} + Z_{déc02} = H_{fini02} + Z_{fini02} + \Delta H_{déc02-fini02}$$

$$Z_{fini02} = 2 + 79.12 - 0.8 - 0.069 = 80.2 \text{ m}$$

$$C_{p_{\text{fini}02}} = Z_{\text{fini}01} + H_{\text{fini}01} = 80.2 + 0.8 = 81\text{m}$$

Tableau V.32 : Récapitulatif des différentes cotes des ouvrages de la STEP

Ouvrages	Cote terrain (m)	Cote radier (m)	Hauteur d'eau (m)	Cote piézométrique (m)
B.réception	80	80.34	1	81.34
Dégrilleur	79.65	80.25	1	81.25
Dessableur-déhuileur	78	79.71	1.5	81.20
Procédé boues activée à faible charge				
B.contact	77.88	79.65	1.5	81.15
B.dégazage	75.1	80.12	1	81.12
Clarificateur	69	78	3	81
B.désinfection	74	77.41	3.5	80.9
Fosse à boue	70	79.95	0.8	80.75
Procédé lagunage aéré				
B.aéré 01	75	78.18	3	81.18
B.décantation01	76.1	79.12	2	81.1
B.finition01	79	80.2	0.8	81
B.aéré02	75	78.18	3	81.18
B.décantation02	76.1	79.12	2	81.1
B.finition02	79	80.2	0.8	81

V.6 Conclusion

Dans cette étude portant sur le dimensionnement de la station d'épuration des eaux usées domestiques de la commune de Mers El Kebir par les procédés boues activés à faible charge et le lagunage aéré, nous avons mis en exergue les résultats suivants :

- ❖ La surface totale est estimée à 5.5 ha pour les lagunes aérées et 3ha pour la boue activée donc cette dernière nécessite une faible emprise au sol par rapport au lagunage aéré.
- ❖ Le lagunage aéré se différencie des boues activées par l'absence de maintien d'une concentration fixée de micro-organismes (pas de recirculation). Cela conduit à prévoir des temps de séjour plus longs, plus favorables à une bonne adaptation du système aux variations de qualité de l'effluent à traiter.
- ❖ Pour la station d'épuration par lagunage aéré, Le dessablage n'est pas nécessaire. Tandis que le dégraissage est effectué par une cloison siphonée placée à l'arrivée des eaux usées dans les lagunes d'aération.
- ❖ Pour la STEP à boue activée, son bon fonctionnement est tributaire des ouvrages de prétraitement (Dégrilleur et dessableur-déshuileur) placés en tête de la station.
- ❖ Le bassin de finition permet la réduction des germes pathogènes mais la qualité des eaux usées épurées peut être affectée par la présence des algues dans ces eaux (augmentation des MES à la sortie).
- ❖ La désinfection sera réalisée dans un bassin par le chlore.
- ❖ L'emploi de deux lagunes de décantation et fonctionnant en alternance facilite l'extraction des boues, qui doit avoir lieu tous les deux ans. Pour le procédé par lagunage aéré, L'extraction des boues se fait quotidiennement dans la station à boues activées.
- ❖ Comparativement aux bassins à boues activées, les lagunes aérées produisent peu de boues (environ 10 à 20 % par rapport aux bassins à boues activées).

Chapitre V

Dimensionnement de la station d'épuration

- ❖ Les frais d'exploitation dans le lagunage aéré sont réduits car il n'y a pas d'élimination en continu des matériaux de dégrillage, de sable et de boues, correspondant à la partie la plus importante des frais de maintenance et d'entretien.

Il conviendrait de préciser que les coûts d'investissement et d'exploitation sont des éléments qui entrent indéniablement dans le choix d'une filière, le chapitre suivant fera l'objet d'une estimation économique des deux procédés.

Chapitre VI

VI.1 Introduction

Il faut reconnaître que pour un problème d'épuration donné, il y aura plusieurs possibilités de traitement qui fourniront l'effluent souhaité, parmi ceux-ci, un seul cependant se révélera le plus économique. Le coût total d'une installation d'épuration est composé des dépenses d'investissement et d'exploitation. Le chapitre suivant va nous donner une idée sur le procédé le plus économique qu'on va choisir.

VI.2 Etablissement des coûts d'investissement

Généralement, le coût total d'investissement d'une installation inclut :

- ♣ Coût des différents travaux de génie civil.
- ♣ Coût des équipements (pompes, canalisation, etc. . .).

Sur la base de dimensionnement des installations et des travaux de génie civil, nous allons déterminer approximativement le coût d'investissement des deux types de station en désignant les travaux, leurs quantités et leurs prix partiel.

$$C_{ti} = C_{gc} + C_{eq} + C_{vrd}$$

VI.2.1 Le cout d'investissement pour la boue activé à faible charge

VI.2.1.1 Coût total de génie civil

C'est la somme entre le coût de terrassement, de béton armé et du transport à la décharge public :

a) Coût de terrassement

L'épaisseur de la couche végétale sera estimée à 20 cm, donc le prix du mètre cube de terrassement sera estimé à 400 DA.

Pour avoir le coût d'un ouvrage, il faut d'abord savoir le volume de la terre végétale qu'on peut calculer par l'expression suivante :

$$V = 0.2 \times S_h$$

Avec :

S_h : la surface horizontale de l'ouvrage considéré.

Donc le coût de l'ouvrage est calculé comme suivant :

$$C = 400 \times V$$

Tableau VI.1 : Coût de terrassement

Ouvrages	Nombre	Volume (m ³)	Prix unitaire	Coût (DA)
Bassin de contact	01	90	400	36000
Bassin d'aération	02	31680	400	12672000
Bassin de dégazage	01	120	400	48000
Clarificateur	01	3180	400	1272000
Bassin de désinfection	01	624	400	249600
Fosse à boues	01	700	400	280000
Epaississeur	01	3360	400	1344000
Filtre à bandes	01	345	400	138000
Totale				16039600

Le coût total de terrassement est : **Ct = 16 039 600 DA**

b) Coût du béton armé

Pour le béton armé, le coût du mètre cube estimé est : $P_u = 20\,000$ DA.

Le coût du béton sera de :

$$C_b = P_u \times V_{tb}$$

Avec :

P_u : prix unitaire

V_{tb} : Le volume du béton total pour chaque ouvrage

$$V_{tb} = V_r + V_m$$

V_r : Volume du béton pour le radier de chaque ouvrage

V_m : Volume du béton des murs de chaque ouvrage

Avec :

$$V_r = e_r \times S_h$$

e_r : Epaisseur du radier des ouvrages ; $e_r = 0.3$ à 0.4 m on prend $e_r = 0.35$ m

S_h : surface de l'ouvrage

$$V_m = e_m \times P \times H$$

e_m : Epaisseur des murs des ouvrages $e_m = 0,15$ à $0,4$ m on prend $e_m = 0.3$ m

P : périmètre de l'ouvrage

H : hauteur de l'ouvrage

Le coût de béton ferrailé est de :

$$C_t = C_b + C_f$$

$$C_b = 20\ 000\ \text{DA}$$

C_f : cout du fer

Le mètre cube de béton contient en moyenne (40 à 100) Kg de fer

Le kilogramme de fer coûte actuellement 150 DA

On prendra la valeur 60 kg de fer / m³ de béton

Donc :

$$C_f = 150 \times 60 = 6000\ \text{DA}$$

$$C_t = 20\ 000 + 9000 = 29\ 000\ \text{DA}$$

Tableau VI.2 : Coût du béton armé

Ouvrages	Nombre	Volume (m ³)		V _{tb} (m ³)	Prix unitaire	Coût (DA)
		V _{br}	V _{bm}			
Bassin de contacte	1	27,195	41,7	68,895	29000	1997955
Bassin d'aération	2	756,35	186,6	942,95	29000	27345550
Bassin de dégazage	1	15,05	20,802	35,852	29000	1039708
Clarificateur	1	153,3	53,3	206,6	29000	5991400
Bassin de désinfection	1	76,65	66,1	142,75	29000	4139750
Fosse à boues	1	2,52	13,7	16,22	29000	470380
Epaississeur	1	22,015	32,246	54,261	29000	1573569
Totale					42 558 312	

Le cout totale du béton armé : **C_b = 58 597 912 DA**

Le coût total de génie civil

$$C_{gc} = C_t + C_{tb}$$

$$C_{gc} = 58\ 597\ 912\ \text{DA}$$

VI.2.1.2 Coût des voiries et réseaux divers (VRD)

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

$$C_{vrd} = 0.25 \times C_{gc}$$

Donc :

$$C_{vrd} = 0.25 \times 58\ 597\ 912 = 14\ 649\ 478\ \text{DA}$$

VI.2.1.3 Coût des équipements

On a pu avoir le prix de quelques équipements, notamment :

- 04 aérateurs pour bassin d'aération : 60 000 D.A
- 08 agitateurs submersibles : 100 000 DA
- Pompe submersible des boues en excès : 900 000 DA
- Pompe des boues épaissies : 650 000 DA
- Turbine pour bassin d'aération : 2 000 000 D.A

$$C_{eq} = 240\,000 + 800\,000 + 900\,000 + 650\,000 + 2\,000\,000$$

$$C_{eq} = 4\,590\,000 \text{ DA}$$

Le coût d'investissement total du procédé boues activés à faible charge :

$$C_{ti} = C_{gc} + C_{vrd} + C_{eq}$$

$$C_{ti} = 58\,597\,912 + 14\,649\,478 + 4\,590\,000 = 77\,837\,390 \text{ DA}$$

VI.2.2 Le cout d'investissement pour le lagunage aéré

VI.2.2.1 Coût total de génie civil

a) Coût de terrassement

Le coût de terrassement est calculé dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 : Coût de terrassement

Ouvrages	Nombre	Volume	Prix unitaire	Coût (DA)
Bassin aéré	2	6387.4	500	3193700
Bassin de décantation	2	4370.74	500	2185370
Bassin finition	2	3930	500	1965000
Total				7344070

Donc le coût total du terrassement est : $C_t = 7\,344\,070 \text{ DA}$

b) Coût d'excavation

Le coût d'excavation est calculé dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 : Coût d'excavation

Ouvrages	Nombre	Volume	Prix unitaire	Coût (DA)
Bassin aéré	2	70405.66	800	56324528
Bassin de décantation	2	33526.5	800	26821200
Bassin finition	2	13410.6	800	10728480
Total				93874208

Donc le coût total d'excavation est : $C_{ex} = 93\,874\,208 \text{ DA}$

c) Coût de la géo-membrane

Le coût de revêtement en géo-membrane est calculé dans le tableau suivant :

Tableau VI.5 : Coût d'excavation

Ouvrages	Nombre de bassin	Surfaces des bassins (m ²)	Prix unitaire (DA)	Coût (DA)
Bassin aéré	2	25 145	800	20116000
Bassin de décantation	2	19 510	800	15608000
Bassin de finition	2	18 320	800	14656000
Totale				50380000

Le coût totale de revêtement en géo-membrane est : $C_{geo-m} = 50\ 380\ 000\ DA$

Le coût total de génie civil

$$C_{gc} = C_t + C_{ex} + C_{geo-m}$$

$$C_{gc} = 151\ 598\ 278\ DA$$

VI.2.2.2 Coût des voiries et réseaux divers (VRD)

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

$$C_{vrd} = 0.25 \times C_{gc}$$

Donc :

$$C_{vrd} = 0.25 \times 151\ 598\ 278 = 37\ 899\ 569\ DA$$

VI.2.2.3 Coût des aérateurs

Coût d'aérateur unitaire est : $C_u \text{ aérateur} = 50\ 000\ DA$

$$C_{aér} = C_u \times N$$

Avec :

N : nombre des aérateurs.

Donc :

$$C_{aér} = 50000 \times 6 = 300\ 000\ DA$$

Le coût d'investissement total du procédé lagunage aéré :

$$C_{ti} = C_{gc} + C_{vrd} + C_{aér}$$

$$C_{ti} = 151\,598\,278 + 37\,899\,569 + 300\,000 = 189\,798\,847 \text{ DA}$$

VI.3 Etablissement du coût de fonctionnement

VI.3.1 Le coût de fonctionnement pour le procédé boue activée à faible charge

VI.3.1.1 Frais de la main d'œuvre

5% du coût d'investissement est le coût de la main d'œuvre ce qui donne :

$$C_{md} = 0.05 \times C_{ti}$$

Donc :

$$C_{md} = 0.05 \times 77\,837\,390 = 3\,891\,870 \text{ DA}$$

VI.3.1.2 Coût de l'énergie électrique

Le coût de l'énergie est estimé selon l'expression suivant :

$$C_{elc} = P_u \times P_s$$

Avec :

P_u : Le prix unitaire = 2.80 DA / Kwh

P_s : Besoin en énergie électrique pour 1 m³ d'eau à traiter = 1,3 Kwh/m³

Donc :

$$C_{elc} = 2.8 \times 1.3 = 3.64 \text{ DA/m}^3$$

Le coût annuel de l'énergie électrique est :

$$C_{elc_{ann}} = Q \times C_{elc}$$

Avec :

Q : débit à traiter (2050)

Donc :

$$C_{elc_{ann}} = 5836 \times 365 \times 3.64 = 7\,753\,709 \text{ DA}$$

VI.3.1.3 Coût de renouvellement du matériel électromécanique

Ce coût est estimé de 5% du coût total d'investissement, donc :

$$C_{rm} = 0.05 \times C_{ti} = 3\,891\,870 \text{ DA}$$

VI.3.1.4 Coût des frais financiers

Il est estimé de 5% du coût total d'investissement :

$$C_{ff} = 0.05 \times C_{ti} = 3\,891\,870 \text{ DA}$$

VI.3.1.5 Le coût des réactifs chimiques

La consommation en hypochlorite de sodium est égale à 58.36 kg/j

Le prix du kg d'hypochlorite de sodium est estimé à 14 DA

Donc :

$$C_{rc} = P_u \times \text{consommation annuelle en hypochlorite de sodium}$$

$$C_{rc} = 58.36 \times 365 \times 14 = \mathbf{298219,6}$$

Le cout de fonctionnement total

C'est la somme des coûts déjà calculé :

$$C_{FT} = C_{md} + C_{elc_{ann}} + C_{rm} + C_{ff} + C_{rc}$$

$$C_{FT} = 3\,891\,870 + 7\,753\,709 + 3\,891\,870 + 3\,891\,870 + 298219,6 = \mathbf{19\,727\,538\,DA}$$

VI.3.2 Le coût de fonctionnement pour le procédé lagunage aéré**VI.3.2.1 Frais de la main d'œuvre**

Le coût de la main d'œuvre sera de 5% du coût d'investissement ce qui donne :

$$C_{md} = 0.05 \times C_{ti}$$

$$C_{md} = 0.05 \times 189798847 = \mathbf{9\,489\,942\,DA}$$

VI.3.2.2 Coût de l'énergie électrique

$$C_{elc_{ann}} = Q \times C_{elc}$$

$$C_{elc_{ann}} = 5836 \times 365 \times 3.64 = \mathbf{7\,753\,709\,DA}$$

VI.3.2.3 Coût de renouvellement du matériel électromécanique

$$C_{rm} = 0.05 \times C_{ti}$$

$$C_{rm} = \mathbf{9\,489\,942\,DA}$$

VI.3.2.4 Coût des frais financiers

$$C_{ff} = 0.05 \times C_{ti}$$

$$C_{ff} = \mathbf{9\,489\,942\,DA}$$

Le cout de fonctionnement total

$$C_{FT} = C_{md} + C_{elc_{ann}} + C_{rm} + C_{ff}$$

$$C_{FT} = (9\,489\,942 \times 3) + 7\,753\,709 = \mathbf{36\,223\,535\,DA}$$

VI.4 Calcul du prix du m³ d'eau traitée**VI.4.1 Prix du m³ d'eau épurée pour la boue activée à faible charge**

Le coût du m³ à traiter est égal au coût total de la station qui est la somme entre le coût d'amortissement annuel et le coût de fonctionnement divisé par le volume d'eau annuel à traiter.

$$C_e = C_{ts} / V_{an}$$

Avec :

C_{ts} : le coût total de la station = $C_{aa} + C_{FT}$; $C_{aa} = C_{ti} / 50$

$$C_{ts} = 21\,284\,286 \text{ DA}$$

V_{an} : le volume annuel d'eau à traiter = $Q \times 365$ (Q : débit d'eau à traiter)

$$C_e = 21284286 / (5836 \times 365)$$

$$C_e = 10 \text{ DA}$$

VI.4.2. Prix du m³ d'eau épurée pour le lagunage aéré

$$C_e = C_{ts} / V_{an}$$

Avec :

$$C_{ts} = C_{aa} + C_{FT} = (C_{ti} / 50) + C_{FT} = (189\,798\,847 / 50) + 36\,223\,535 = 40\,019\,511 \text{ DA}$$

Donc :

$$C_e = 40\,019\,511 / (5836 \times 365)$$

$$C_e = 18.7 \text{ DA}$$

Tableau VI.6: Comparaison financière des coûts des procédés d'épuration

	Boues activé à faible charge	Lagunage aéré
Coût d'investissement (DA)	77 837 390	189 798 847
Coût de fonctionnement (DA)	19 727 538	36 223 535
Coût total (DA)	21 284 286	40 019 511
Prix du m ³ d'eau (DA)	10	18.7

VI.5 Conclusion

Le comparatif économique approximatif des deux procédés a été effectué au niveau des ouvrages qui sont propres à chaque procédé.

Il conviendrait de préciser que les ouvrages qui sont en commun tel que le prétraitement ainsi que le prix du terrain n'ont pas été pris en considération dans cette comparaison.

En effet, le terrain choisi dont la superficie 3.5 ha suffira pour les deux filières d'épuration à l'horizon 2050. Cependant, la surface obtenue pour l'installation d'une STEP à lagunage aéré 6 ha est supérieure à celle de boues activées faible charge 2.6 ha ce qui engendra un coût global plus élevé pour la STEP à lagunage aéré.

Le meilleur choix d'épuration des eaux usées de la zone de Mers El Kebir est donc la boue activée à faible charge pour économiser de l'argent et de la surface en cas d'extension de la STEP.

Conclusion générale

Pour assurer le traitement des eaux résiduaires urbaines, de nombreux procédés existent qui assurent tous un niveau de traitement satisfaisant, dès lors qu'ils sont adaptés à un contexte préalablement bien étudié. Le choix de l'un ou l'autre de ces procédés doit prendre en compte de nombreux critères parmi lesquels la population, le débit, la charge organique, le montant des investissements à réaliser, le coût de l'exploitation, etc.,...).

A travers ce travail, nous avons comparés techniquement et économiquement, deux procédés d'épuration en l'occurrence, le procédé de boue activée à faible charge et le lagunage aéré et ce en dimensionnant pour la ville de Mers El Kebir (W.Oran), une station d'épuration par ces deux techniques.

Au terme de notre étude technique, nous constatons que le lagunage aéré se différencie des boues activées par l'absence de maintien d'une concentration fixée de micro-organismes (pas de recirculation). Cela conduit à prévoir des temps de séjour plus longs, plus favorables à une bonne adaptation du système aux variations de charges hydrauliques et/ou organiques importantes. Le lagunage aéré est reconnu comme un procédé d'épuration efficace, notamment au niveau des charges organiques (80%). Au niveau de l'azote ammoniacal et des ortho phosphates, les performances sont plus limitées : de l'ordre de 45 %.

Toutefois, le procédé à boues activées présente de bonnes performances pour l'ensemble des paramètres

Selon l'étude économique réalisée, nous concluons que le coût d'investissement de boue activée à faible charge est plus faible que celui du lagunage aéré. Aussi, la superficie disponible pour le projet est de 3.5 ha alors que celle calculée pour le procédé à lagunage aéré est de 6ha . Pour ces raisons, nous optons alors pour le procédé à boue activée.

Par ailleurs, le traitement des eaux usées par cette future station commence par une épuration physique de toutes les eaux admises à la station suivi d'une épuration biologique (boues activées) à faible charge et qui s'achève par une désinfection.

Nous recommandons que les eaux épurées de la station soient valorisées et réutilisées à des fins agricoles sous réserve que leurs caractéristiques soient compatibles avec les exigences de protection de la santé publique et de l'environnement.

En fin, nous tenons à préciser, que toute filière, aussi simple soit-elle en apparence, doit faire l'objet d'une exploitation et d'un entretien réguliers sans quoi, et dans un délai souvent rapide, les objectifs qui ont guidé son choix et son implantation ne pourront être atteints.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **Mr. Rahou Kada Boubakeur** (2014), Evaluation des performances des aérateurs de surface de la STEP d'El-kerma ORAN, mémoire de master, département de génie chimie, université d'Oran.
- [3] **Y.Libes** : Les eaux usées et leur épuration, PDF.
- [4] **REJSEK**, (2002) , analyse des eaux ,aspect réglementaire et techniques, édition scérén CPDP A quitaine ,Bordeaux.
- [5] **Rodier J**, (2005), L'analyse de l'eau: eaux naturelles, eaux résiduaires, eaux de mer. 8ème Edition, Dunod, paris.
- [7] **F.A.O**, (2003), L'irrigation avec les eaux usées traitées : Manuel d'utilisation
- [8] **Régis Bourrier, Marc Satin, Béchir Selmi**(2010), « Guide technique de l'assainissement » (collecte-épuration-conception-exploitation),4ème édition.
- [9] **H.Bétatache** (2019) caractéristique des eaux résiduaires, pdf , ENSH, Blida
- [11] Fiche technique rédigée par l'équipe technique de RéFEA.pdf
- [14] **Albert AMSELEM, Montréal**, Le 26 Avril 2013 « étude des effets de la minimalisation des boues sur la méthanisation par digestion anaérobique » , mémoire présenté à l'école de technologie supérieure ,université du Québec.
- [16] **Faby J.A, Brissaud F**,(1997), L'utilisation des eaux usées épurées en irrigation. Office International de l'Eau
- [17] **Baumont S, Camard J P, Lefranc A, Franconi A**, (2004), Réutilisation des eaux usées: risques sanitaires et faisabilité en Île-de-France. Rapport ORS, pp 220.
- [18] **Mr.Yousfi Mustapha**, soutenue le 24/10/2011 , « Etude d'un séchoir solaire de boue » mémoire de master ,université Abou Bakr Belkaid-Tlemcen.
- [19] **Régis Bourrier , Marc Satin , Béchir Selmi**,(2010), « Guide technique de l'assainissement » (collecte-épuration-conception-exploitation),4ème édition
- [20] **Haoua Amadou**, soutenue (04/05 /2007), « Modélisation de séchage solaire sous serre des boues de station d'épuration urbains » , thèse de doctorat ,université Louis Pasteur-Strasbourg I Discipline: Sciences pour l'ingénieur .
- [21] **Patrick GIRGENTI** « SARL EAU PRO », les paramètres d'analyse.pdf
- [22] **h. Bétatache** (2019) filières de traitement, pdf , ENSH,Blida
- [23] **S.medjdoub** (2019) Réutilisation des eaux non conventionnelle, PDF, ENSH, Blida

- [24] **Benalia ouanouki** gestion de l'environnement (traitement des eaux usées)
- [25] **Bongiovanni, J.-M.**, (1998), Traitement des boues résiduaires par l'association en série d'une déshydratation mécanique et d'un séchage thermique, thèse de doctorat, université de Pau et des Pays de l'Adour.
- [26] **Satin M, Selmi B**, (2006), Agence de l'eau seine-Normandie, Guides des procédés épuratoires intensifs proposés aux petites collectivités, Nanterre.
- [27] **Karima Allaoui** (2008-2009) « modélisation hydraulique d'un bassin d'aération des stations d'épuration des eaux usées », mémoire en vue de l'obtention du diplôme de magister, université d'Annaba.
- [28] **DEGREMONT SUEZ**, 2005, Mémento technique de l'eau : Edition technique et documentation Lavoisier.
- [29] **GROSCLAUDE**, (1999), L'eau : usage et polluant, Tome II .4^{ème} Edition. INRA, Paris.
- [33] **OMS**, 1989.- L'utilisation des eaux usées en agriculture et en aquiculture: recommandation avisées sanitaires. Organisation Mondiale de la Santé, Genève, pp 17-60.
- [34] **ONA**, 2014.- Documentation interne du service d'exploitation ONA. Office nationale d'assainissement, Algérie. 20p.
- [35] **Faby J.A., Brissaud F.** L'utilisation des eaux usées épurées en irrigation. *Office International de l'Eau*, 1997, 76 pages.
- [36] (RODIER;2005).
- [37] **BERLAND** ; Décembre 2002 : DOCUMENT TECHNIQUE FNDAE N° 22 bis : Stations d'épuration : Dispositions constructives pour améliorer leur fonctionnement et faciliter leur exploitation
- [38] **HATEM Dhaouadi**, traitement des eaux usées urbaines les procédés biologique d'épuration, université virtuelle de Tunis, 2008
- [39] **A.G SADOWSKI** 2002: Méthode de calcul d'une filière de traitement ,
- [40] Abdelkader GAID, techniques de l'ingénieur des eaux usées urbaine.
- [41] **Jean-Pierre CANLER – Jean-Marc PERRET – Jean-Marc CHOUBERT.** Le traitement du carbone et de l'azote pour des stations d'épuration de type boue activée confrontées à des fortes variations de charge et à des basses températures. FNDAE n° 34. Cemagref 2007
- [42] **C.Dagot,Laurent**, *Dégazage*, URL:<http://uved-ensil.unilim.fr/co/Degazage.html>, ENSIL, 2013.
- [43] **Lazarova V. et Brissaud F.** (2007). Intérêts et Bénéfices et contraintes de la réutilisation des eaux usées en France. L'eau, l'industrie et les nuisances, n°299, p29-39
- Référence
- [44] **Alain ASARNOU et Jean-François GUILLAUD.** La chloration des effluents urbains avant rejet en mer. Rapports scientifiques et techniques de l'IFREMER N° 20 – 1990
- [45] **J .P.CANLER, A. CAUCHI, Ph. DUCHENE, P.FERNANDES, A. LARGAUDERIE, G. LEBOUCHER, R. PUJOL.**(2002). L'épaississement des boues : les règles de bonne gestion

[46] **A.G SADOWSKI** 2002: Méthode de calcul d'une filière de traitement

[47] Bureau de l'UNESCO à Rabat pour la Maghreb : traitement des eaux usées par lagunage

[48] **BOUKEZOULA Djamel eddine** : Dimensionnement de la station de lagunage naturel du centre de BIR EL ARCH (W.SETIF) ENSH Septembre 2015

[49] **Bernardis M. et Nesteroff A.**, (1990) - Le grand livre de l'eau. La manufacture ed., 109p.

[50] Rapport mondial des Nations Unies sur la mise en valeur des ressources en eau 2017. Les eaux usées une ressource inexploitée .

Webographie

[2] https://fr.wikipedia.org/wiki/Eau_pluviale consulté le 12/08/2020

[6] <https://www.1h2o3.com/apprendre/parametres-des-eaux-usees/quelles-sont-les-caracteristiques-des-eaux-usees/> consulté le 15/08/2020

[10] https://www.oieau.fr/ReFEA/fiches/AnalyseEau/Physico_chimie_PresGen. Consulté le 24/08/2020

[12] https://www.actu-environnement.com/ae/dictionnaire_environnement/definition/nitrate_no3-.php4 consulté le 30/08/2020

[13] <https://www.1h2o3.com/apprendre/parametres-des-eaux-usees/parametres-de-qualite-des-eaux-usees/composes-phosphates-des-eaux-usees-phosphore-orthophosphates/> consulté le 31/08/2020

[15] www.sante.gouv.fr/dossiers/cshpf/re_1095_desinfection.htm, consulté le (02/09/2020)

[30] <https://condorchem.com/fr/blog/processus-et-technologies-pour-le-traitement-des-boues/> consulté le 06/09/2020

[31] <http://hmf.enseeiht.fr/travaux/bei/beiere/book/export/html/1218> consulté le 10/09/2020

[32] <https://condorchem.com/fr/blog/processus-et-technologies-pour-le-traitement-des-boues/> consulté le 15/09/2020

