

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des systèmes d'assainissement

THEME DU PROJET :

**DIAGNOSTIC ET RÉHABILITATION DE LA STATION
D'ÉPURATION DE LA COMMUNE DE LAKHDARIA**

PRESENTE PAR :

M^{lle} : MESSAOUDI El djouher

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r : KAHLERRAS Djilali	M.C.B	Président
M ^{me} : HOULI Samia	M.A.A	Examinatrice
M ^r : HEBBOUCHE Abdelhamid	M.A.A	Examineur
M ^{me} : KADI Latifa	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} : SALHI Chahrazed	M.A.B	Promotrice

octobre - 2016

REMERCEMENT

*Je remercie le bon Dieu qui m'a donné le courage et la santé pour
réaliser ce travail*

*Je remercie mes très chers parents,
Vous représentez pour moi le symbole de la bonté par excellence, la
source de tendresse et l'exemple du dévouement,
Votre encouragement n'a jamais cessé de m'apporter le courage et
d'affronter mes peurs, que dieu vous gade chères mère et père*

*Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à ma promotrice Mlle
S.A.L.H.I. C pour ses remarques et son encouragement
Je remercie aussi les membres de jurys
Et à toutes personnes qui m'ont aidé de près ou de loin*

*Merci mon frère et mes sœurs
Pour votre soutien sans égal et votre affection si sincère
Je remercie aussi mes grands-parents maternelles et paternelles et
mon cousin MOHAMMED.A*

DÉDICACE

Je dédie ce modeste travail à mes parents

*A mes chères sœurs YOUSRA, AHLEM,
HANAA, ASMAA et SARAH
et mon petit frère IMAD*

A mon cousin MOHAMMED.A

Et à toutes ma famille

Aux ingénieurs de la step de LAKHODARIA

A ma chère MERFEM,

A toutes mes amies de l'ENSH par exception

*AMINA, YASMINA,
KRAM, AMEL, ZINEB*

Et à tous les enseignants de l'ENSH

MESHAUDI EL DJOUHER

ملخص

من أجل حماية البيئة والصحة العامة ضد التلوث قمنا بدراسة محطة معالجة المياه المستعملة لمدينة الأخضرية ولاية البويرة التي تعمل بالطين المنشط.

عملنا هذا يتوقف على التعرف على مختلف اوجه الخلل واقتراح الحلول للتخفيف من هذه المشاكل.

هذه الدراسة تعتمد على قسمين اساسيين:

- القيام بتشخيص محطة معالجة المياه الذي يتعلق بمعدات الاشغال وكذلك قدرة المعالجة.
- اعادة التأهيل الذي يشمل تمكين المعدات والاشغال وكذلك توسيع المحطة، حتى تصبح أكثر استجابة لحاجات المدينة على المدى الطويل.

كلمات البحث: الأخضرية، محطة معالجة المياه المستعملة، تشخيص، اعادة التأهيل، توسيع المحطة.

Résumé

L'importance de la protection de l'environnement et la sante publique contre les pollutions mène à réaliser une étude sur la station d'épuration à boues activées de la ville de LAKHDARIA.

Notre travail consiste à identifier les différents dysfonctionnements de la STEP et proposer des solutions afin de pallier ses problèmes.

Cette présente étude s'articule sur deux points essentiels :

Le 1^{ère} : un diagnostic de la station d'épuration qui concerne les équipements et les ouvrages ainsi que la capacité épuratoire.

Le 2^{ème} : une réhabilitation qui englobe la mise en état des équipements et des ouvrages ainsi qu'une extension de la station, Afin de la rendre plus performante et qui pourrait répondre aux besoins de la ville à long terme avec un bon rendement épuratoire et une bonne qualité des eaux rejetées.

Mots clés : LAKHDARIA, station d'épuration, dysfonctionnement, diagnostic, réhabilitation, extension.

Abstract:

The importance of protecting the environment and public health against pollution leads to a study on the sludge treatment plant in the city of Lakhdaria.

Our job is to identify the various dysfunctions of the STEP and propose solutions to overcome its problems. This study investigates two key points. First, it diagnoses the treatment plant providing facilities and structures as well as the treatment capacity. Second, it deals with rehabilitation, which includes the implementation status of equipment and structures and an extension of the resort to make it more efficient and able to meet long term needs of the city with a good yield of well purified discharged water.

Key words: LAKHDARIA, wastewater treatment plant, dysfunctioning, rehabilitation, diagnostic, extension.

Table des matières

Introduction générale.....	2
Chapitre I : Généralité sur les eaux usées	
I.1.Introduction.....	4
I.2.Définition	4
I.3.Origines des eaux usées	4
I.4.Paramètres Physiques	7
I.5.Paramètres Organoleptiques.....	7
I.6.Paramètres Chimiques.....	8
I.7.Paramètres Biologiques	9
I.8.les charges hydrauliques et charges polluantes.....	11
I.8.1 Charges hydraulique.....	11
I.8.2. Charges polluantes.....	12
I.9. Les normes de rejet.....	13
I.10. Conclusion	14
Chapitre II : présentation de la zone d'étude	15
II.1. Introduction.....	16
II.2. Situation géographique de la zone d'étude	15
II.3. Topographie.....	18
II.4. Situation climatique	19
II.5. La Sismicité	20
II.6. Hydrologie.....	20

II.7.Situation démographique	20
II.8.Situation hydraulique	21
II.8.1.L'alimentation en eau potable	21
II.8.2. L'assainissement.....	22
II.9.Conclusion.....	22
Chapitre III : description de la station d'épuration	23
III.1. Introduction.....	24
III.2.Localisation	24
III.3.Les données de bases	24
III.4. Système de traitement	24
III.5.Description des installations	25
III.5.1.L'arrivée de l'eau	25
III.5.1.1. Déversoir d'orage	26
III.5.2. Le prétraitement.....	26
III.5.2.1. Dégrilleur grossier	27
III.5.2.2. Poste de relevage	27
III.5.2.3. Dégrilleur moyen : Grille mécanisée.....	27
III.5.2.4. Dessableur – déshuileur.....	27
III.5.3. Le traitement secondaire.....	28
III.5.3.1.Le bassin d'aération	28
III.5.3.2. Le bassin de décantation (clarificateur).....	29
III.5.3.3. Recirculation et extraction des boues	29
III.5.4. Le traitement complémentaire.....	29

III.5.4.1.Bassin de chloration	29
III.5.4.2. Déshydratation des boues.....	29
III.5.5.Conclusion.....	30
Chapitre IV : Procèdes de traitement des eaux usées	31
IV.1. Introduction	32
IV.2. Les prétraitements	33
IV.3.Les traitements primaires	34
IV.4.Les traitements secondaires	36
IV.4.1.Les procédés extensifs	37
IV.4.2. Les procédés intensifs.....	39
IV.4.2.1.Disque biologique	39
IV.4.2.2. Lits bactériens.....	39
IV.4.2.3.Les boues activées.....	42
IV.5. Les traitements tertiaires.....	45
IV.6. Traitement des boues.....	49
IV.7. Conclusion	55
Chapitre V : diagnostic de la station d'épuration	56
V.1. Introduction	57
V.2. Identification des dysfonctionnements des ouvrages	57
V.2.1. Déversoir d'orage.....	58
V.2.2. Dégrillage.....	58
V.2.3. Poste de relevage	59
V.2.4. Dessableur – déshuileur.....	60

V.2.5. Bassin biologique	61
V.2.6. Poste de recirculation	62
V.2.7. Le clarificateur	63
V.2.8. L'épaississeur.....	64
V.2.9. Les Lits de séchage.....	65
V.2.10. Le Bassin de chloration	66
V.2.11. Laboratoire d'analyse	67
V.3. État des stations de relevage.....	68
V.4. Bilan de la STEP Année 2015.....	69
V.5. Bilan des charges et rendement épuratoire pour l'année 2015.....	70
V.6. Les autres paramètres de l'auto-surveillance	71
V.7. Bilan de débit.....	72
V.8. Conclusion	73
Chapitre VI : réhabilitation de la station d'épuration	74
VI.1. Introduction	75
VI.2. Les solutions à proposer	76
VI.3. Étude des solutions.....	
VI.4. Choix des solutions.....	79
VI.5. Extension de la station d'épuration	79
VI.5.1 Données de base de la station	79
VI.5.2. Estimation des charges hydrauliques et charges polluantes.....	80
VI.5.3. Le dimensionnement	80

VI.5.4. Le Profil hydraulique.....	96
VI.5.4.1. Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages	96
VI.5.4.2. Calcul des pertes de charge dans les conduites.....	96
VI.5.4.3. Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages.....	97
VI.6. Conclusion.....	98
Chapitre VII : Aspect économique	99
VII.1 Introduction	100
VII.2 Coût de projet.....	100
VII.2.1. Coût d'investissement.....	100
VII.2.2. coût de fonctionnement	103
VII.3. Le cout d'amortissement.....	104
VII.4. Le coût total de la station.....	105
VII.5. Le coût de m ³ d'eau épurée.....	105
VII.6. Conclusion.....	106
Conclusion générale	108

Liste des figures

Chapitre II

Figure II.1 : carte géographique de la wilaya de Bouira	16
Figure II.2: Situation géographique de la zone d'étude.....	17
Figure II.3 : Photo aérienne prise depuis Google earth 2016.....	18
Figure II.4 : carte représentant la sismicité de notre zone(RPA 99).....	20

Chapitre III

Figure III.1 : déversoir d'orage.....	25
Figure III.2 : dégrilleur grossier.....	26
III.3 : dégrilleur moyen.....	27
Figure III.4 : dessableur-déshuileur.....	28
III.5 : bassin d'aération	29
Figure III.6 : bassin de décantation.....	30
Figure III.7 : épaisseur.....	31
Figure III.8 : bassin de chloration.....	31
Figure III.9 : lits de séchage.....	32

Chapitre IV

Figure IV.1 : Dégrilleur courbé.....	36
Figure IV.2 : les différentes étapes du prétraitement.....	37
Figure IV.3 : Décanteur primaire.....	38
Figure IV.4 : Lagunage naturel.....	42
Figure IV.5 : filière de traitement par Disque.....	43
Figure IV.6 : filière de traitement par Lit bactérien.....	45
Figure IV.6 : filière de traitement par boues activées.....	46

Chapitre V

Figure V.1 : histogramme des concentrations moyenne de DBO5, DCO et MES.....	75
--	----

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I.1 : Valeurs limites maximales des paramètres de rejets.....	14
---	----

Chapitre II

Tableau II.1 : précipitations moyennes mensuelles de la ville de Lakhdaria (1995-2010) .	19
--	----

Tableau II.2 : température mensuelle en °C (1995-2010).....	19
---	----

Tableau II.3: Moyennes mensuelles et annuelle de la vitesse des vents (Période : 2001-2010).....	19
--	----

Tableau II.4 : le nombre d'habitant pour différents horizons.....	21
---	----

Chapitre III

Tableau III.1 : les données de bases de la station d'épuration	24
--	----

Chapitre IV

Tableau IV.1 : Caractéristiques des différents paramètres de dimensionnement des stations d'épuration par boues activées suivant la charge : ROQUES.....	48
--	----

Tableau IV.2 : Avantages et inconvénients du lagunage tertiaire.....	50
--	----

Tableau IV.3 : Différentes techniques d'épaississement des boues - avantages et inconvénients, siccités obtenues et types de stations adaptées.....	53
---	----

Tableau IV.4 : Différentes techniques de stabilisation et d'hygiénisation des boues, leurs avantages et inconvénients, siccités obtenues et types de stations adaptées.....	54
---	----

Tableau IV.5 : Différentes techniques de déshydratation des boues - avantages et inconvénients, siccités obtenues et types de stations adaptées.....	56
--	----

Tableau IV.6 : Différentes techniques de séchage des boues - avantages et inconvénients, siccités obtenues et types de stations adaptées	57
--	----

Chapitre V

Tableau V.1 : État des stations de relevage de la ville de LAKHDARIA.....	71
---	----

Tableau V.2 : bilan de l'année 2015 de la station d'épuration de LAKHDARIA.....	72
---	----

Tableau V.3 : Bilan des charges et rendement épuratoire de la station d'épuration de LAKHDARIA.....	73
---	----

Tableau V.4 : valeurs moyennes de quelques paramètres d'auto-surveillance de la station d'épuration de LAKHDARIA.....	76
---	----

Tableau V.5 : bilan du débit année 2014-2016	76
--	----

Chapitre VI

Tableau VI.1 : caractéristiques de la station à l’horizon 2036.....	80
Tableau VI.2 : charges polluante de la step de LAKHDARIA.....	82
Tableau VI.3 : récapitulatif des différents paramètres hydraulique et polluant.....	82
Tableau VI.4 : données de base de l’ouvrage dessableur –déshuileur.....	84
Tableau VI.5 : récapitulatif des dimensions du B. d’aération, B.de décantation	95
Tableau VI.5 : dimensionnement du lit de séchage.....	98
Tableau VI.6 : les cotes moyennes du terrain naturel des zones d’implantation des différents ouvrages	99
Tableau VI.7 : récapitulatif des résultats du profil hydraulique	101

Chapitre VII

Tableau VII.1 : coût total du terrassement.....	104
Tableau VII.2 : coût total du béton de propreté	105
Tableau VII.3 : coût total du béton armé.....	105
Tableau VII.4 : récapitulatif des coûts de la station d’épuration.....	108

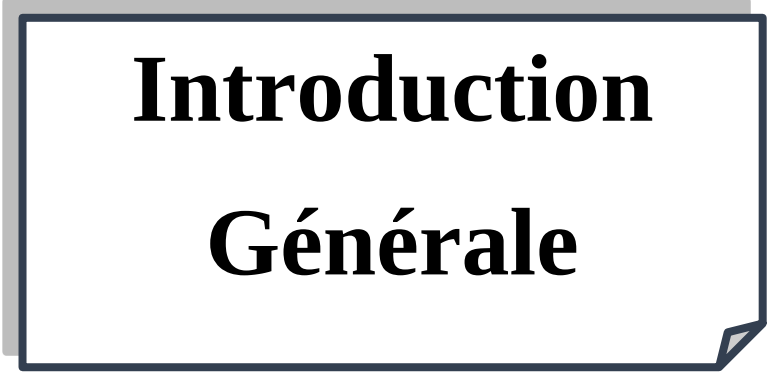
Liste des planches

Planche 1 : plan d'implantation de la station d'épuration de LAKHDARIA W.BOUIRA

Planche 2 : Ouvrages des traitements des eaux

Planche 3 : Ouvrages des traitements des boues

Planche 4 : profile Hydraulique de la station d'épuration de LAKHDARIA W.BOUIRA



Introduction Générale

«L'eau est source de vie ». La gestion de cette ressource dans le passé se limitait essentiellement à l'approvisionnement des populations en eau de consommation. De nos jours, devant l'ampleur de l'incidence des eaux polluées sur l'environnement, la santé publique et le développement économique, il s'avère nécessaire d'accorder une plus grande importance à l'évacuation et au traitement de ces eaux. Dans les pays en voie de développement la maîtrise des eaux usées pose souvent problème du fait que la croissance de la population n'est pas souvent en phase avec la politique d'entretien et le développement des ouvrages d'assainissement.

Face à une politique active de mobilisation des ressources en eau, La gestion intégrée des eaux usées épurées en Algérie, est la meilleure approche pour une mise en valeur et une gestion efficace et durable des eaux usées épurées.

La station d'épuration (step) de LAKHDARIA se trouve actuellement dans l'impossibilité de satisfaire la demande pour deux causes principales. D'une part, on note un dysfonctionnement de la station causé par des défaillances techniques et d'autre part, elle est l'objet d'une surcharge de traitement,

Cette présente étude vise à proposer les différentes solutions pour pallier aux problèmes de traitement des eaux usées de la station d'épuration de la ville de LAKHDARA, elle concerne une réfection combinée à une extension de la step actuelle pour l'horizon 2036

Ce travail s'articule autour des points suivants :

Le premier, une généralité sur les eaux usées comprend leurs origines ainsi que leurs paramètres physiques, chimiques et organoleptiques.

Le deuxième, une présentation de la zone d'étude, la ville de LAKHDARA

Le troisième concerne la description de la station d'épuration.

Le quatrième point définit les différents procédés d'épuration en particulier le procédé d'épuration par boues activées.

Le cinquième point présente l'étude de diagnostic de la station qui décrit les dysfonctionnements et les anomalies dont elle est victime.

Le sixième point traite l'étude de réhabilitation, qui se base sur la mise en place d'une nouvelle ligne de traitement son dimensionnement ainsi que son profil hydraulique

Et enfin, le dernier point qui est consacrée à l'aspect économique donne une estimation sur le cout total de ce projet.

Chapitre I :

Généralité sur les eaux usées

I.1. Introduction

En parlant de l'eau usée il semble important d'avoir une idée sur sa définition, son origine et ses caractéristiques, les eaux usées quelle que soit leur origine, sont généralement chargées en éléments indésirables, qui selon leur quantité et selon leur composition, représentent un danger réel pour les milieux récepteurs et par leurs utilisateurs.

Les eaux usées proviennent de plusieurs sources. En effet, l'eau de pluie, ainsi que les différents polluants qui s'écoulent dans les égouts, aboutissent dans les établissements de traitement des eaux usées. Ces dernières peuvent aussi provenir de sources industrielles.

Le problème de la pollution des eaux présente sans aucun doute l'un des aspects les plus inquiétants de la crise globale de l'environnement.

Dans ce chapitre, nous nous intéressons à l'origine et la nature des eaux usées ainsi que les différents paramètres de pollution caractérisant la qualité de l'eau.

I.2. Définition

Les eaux résiduaires urbaines, ou eaux usées, sont des eaux chargées de polluants, solubles ou non, provenant essentiellement de l'activité humaine [1]. Une eau usée est généralement un mélange de matières polluantes, dispersées ou dissoutes dans l'eau qui a servi aux besoins domestiques ou industriels [2]. Donc sous la terminologie d'eau résiduaire, on groupe des eaux d'origines très diverses qui ont perdu leurs puretés ; c'est-à-dire leurs propriétés naturelles par l'effet des polluants après avoir été utilisées dans des activités humaines (domestiques, industrielles ou agricoles).

I.3. Origines des eaux usées

On peut classer comme eaux usées, les eaux d'origine urbaines constituées par des eaux ménagères (lavage corporel et du linge, lavage des locaux, eaux de cuisine) et les eaux vannes chargées de fèces et d'urines ; toute cette masse d'effluents est plus ou moins diluée par les eaux de lavage de la voirie et les eaux pluviales. Peuvent s'y ajouter suivant les cas les eaux d'origine industrielle et agricole.[3]

L'eau, ainsi collectée dans un réseau d'égout, apparaît comme un liquide trouble, généralement grisâtre, contenant des matières en suspension d'origine minérale et organique à des teneurs extrêmement variables. En plus des eaux de pluies, les eaux résiduaires urbaines

sont principalement d'origine domestique mais peuvent contenir des eaux résiduaires d'origine industrielle d'extrême diversité.

Donc les eaux résiduaires urbaines (ERU) sont constituées par :

- Des eaux résiduaires ou eaux usées d'origine domestique, industrielle et/ou agricole
- Des eaux pluviales ou de ruissellement urbain.

I.3.1. Origine industrielle

Les déchets et les effluents industriels définissent largement la qualité et le taux de pollution de ces eaux usées. Les établissements industriels utilisent une quantité importante d'eau qui tout en restant nécessaire à leur bonne marche, n'est réellement consommée qu'en très faible partie le reste est rejeté. On peut néanmoins, faire un classement des principaux rejets industriels suivant la nature des inconvénients qu'ils déversent :

- Pollution due aux matières en suspension minérales (Lavage de charbon, carrière, tamisage du sable et gravier, industries productrices d'engrais phosphatés....) ;
- Pollution due aux matières en solution minérales (usine de décapage, galvanisation...);
- Pollution due aux matières organiques et graisses (industries agroalimentaires, équarrissages, pâte à papier...) ;
- Pollution due aux rejets hydrocarbonés et chimiques divers (raffineries de pétrole, porcherie, produits pharmaceutiques.....) ;
- Pollution due aux rejets toxiques (déchets radioactifs non traités, effluents radioactifs des industries nucléaires....).

Les eaux résiduaires d'origine industrielle ont généralement une composition plus spécifique et directement liée au type d'industrie considérée. Indépendamment de la charge de la pollution organique ou minérale, de leur caractère putrescible ou non, elles peuvent présenter des caractéristiques de toxicité propres liées aux produits chimiques transportés.[3]

I.3.2. Origine domestique

Les effluents domestiques sont un mélange d'eaux contenant des déjections humaines : urines, fèces (eaux vannes) et eaux de toilette et de nettoyage des sols et des aliments (eaux ménagères).

Ces eaux sont généralement constituées de matières organiques dégradables et de matières minérales, ces substances sont sous forme dissoute ou en suspension. Elles se composent

essentiellement par des eaux de vanne d'évacuation de toilette. Et des eaux ménagères d'évacuation des cuisines, salles de bains.

Elles proviennent essentiellement :

- Des eaux de cuisine qui contiennent des matières minérales en suspension provenant du lavage des légumes, des substances alimentaires à base de matières organiques (glucides, lipides, protides) et des produits détergents utilisés 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 vannes qui proviennent des sanitaires (w.c), très chargées en matières organiques hydrocarbonées, en composés azotés, phosphatés et microorganisme.[1]

I.3.3. Origine agricole

Ce sont des eaux qui ont été polluées par des substances utilisées dans le domaine agricole. Dans le contexte d'une agriculture performante et intensive, l'agriculteur est conduit à utiliser divers produits d'origine industrielle ou agricole dont certains présentent ou peuvent présenter, des risques pour l'environnement et plus particulièrement pour la qualité des eaux.

Il s'agit principalement :

- Des fertilisants (engrais minéraux du commerce ou déjections animales produites ou non sur l'exploitation) ;
- Des produits phytosanitaires (herbicides, fongicides, insecticides,...).

Donc ces eaux sont l'issus :

- Des apports directs dus aux traitements des milieux aquatiques et semi-aquatiques tels que le désherbage des plans d'eau, des zones inondables (faucardage chimique) et des fossés, ainsi que la démoustication des plans d'eau et des zones inondables (étangs et marais).
- Des apports indirects dus en particulier à l'entraînement par ruissellement, aux eaux de rinçage des appareils de traitement, aux résidus présents dans des emballages non correctement rincés ou détruits, aux eaux résiduaires des usines de fabrication et de conditionnement. [2]

I.4. Paramètres Physiques

I.4.1. La température

Il est important de connaître la température de l'eau avec une bonne précision. En effet, celle-ci 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,...etc. [3]

I.4.2. Matière en suspension (MES)

La pollution particulaire est due à la présence de particules de grande taille, supérieure à $10\mu\text{m}$, en suspension dans l'eau, et que l'on peut assimiler aux matières en suspension (MES).[1]

En fait, les matières en suspension ne sont des particules solides véritablement en suspension que dans des conditions moyenne d'écoulement des effluents correspondant à une vitesse minimale de 0,5 m/s. En fonction de la taille des particules, on distingue les matières grossières ou décantables (diamètre supérieur à $100\mu\text{m}$) et les matières en suspension. On peut également prendre en compte une partie des matières colloïdales, de dimension inférieure, qui constitue la limite entre la phase solide et la phase dissoute (entre 1 et $10\text{-}2\mu\text{m}$).

I.5. Paramètres Organoleptiques

I.5.1. 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 de silice et les microorganismes. [1]

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).

I.5.2. 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.[1]

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. [3]

I.6.Paramètres Chimiques

I.6.1. Le 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). De manière à faciliter cette expression ; on utilise le logarithme décimal de l'inverse de la concentration en ion H^+ : c'est le pH.[4]

$$pH = \log 1/[H^+].....(I.1)$$

I.6.2. La Conductivité

La conductivité est la propriété que possède une eau de favoriser le passage d'un courant électrique. Elle est due à la présence dans le milieu d'ions qui sont mobiles dans un champ électrique. Elle dépend de la nature de ces ions dissous et de leurs concentrations.[1]

La conductivité électrique d'une eau est la conductance d'une colonne d'eau comprise entre deux électrodes métalliques de 1 cm².

L'unité de conductivité est le siemens par mètre (S/m). 1 S/m = 10⁴ μS/cm = 10³ mS/m. [3]

I.6.3. L'Oxygène Dissous

L'oxygène dissous est un composé essentiel de l'eau car il permet la vie de la faune et il conditionne les réactions biologiques qui ont lieu dans les écosystèmes aquatiques.

La solubilité de l'oxygène dans l'eau dépend de différents facteurs, dont la température, la pression et la force ionique du milieu.

La concentration en oxygène dissous est exprimée en mg O₂ l⁻¹. [1]

I.6.4. Demande Chimique en Oxygène (DCO)

La demande chimique en oxygène (DCO) est la quantité d'oxygène consommée par les matières existantes dans l'eau et oxydables dans des conditions opératoires définies. En fait la mesure correspond à une estimation des matières oxydables présentes dans l'eau quelle que soit leurs origines organique ou minérale.

La DCO étant fonction des caractéristiques des matières présentes, de leurs proportions respectives, des possibilités de l'oxydation. [3]

La DCO est la concentration, exprimée en mg.L⁻¹, 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.[1]

I.6.5. Demande Biochimique en Oxygène (DBO)

Pratiquement, la demande biochimique en oxygène devrait permettre d'apprécier la charge du milieu considéré en substances putrescibles, son pouvoir auto-épurateur et d'en déduire la charge maximale acceptable, principalement au niveau des traitements primaires des stations d'épuration. [3]

La demande biochimique en oxygène après 5 jours (DBO₅) d'un échantillon est la quantité d'oxygène consommé par les microorganismes aérobies présents dans cet échantillon pour l'oxydation biochimique des composés organiques et/ou inorganiques.[1]

I.6.6. 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, de l'urée. Le plus souvent ces produits ne se trouvent qu'à de très faibles concentrations. Quant à l'azote minéral (ammoniaque, nitrate, nitrite), il constitue la majeure partie de l'azote total. [3]

I.6.7. Nitrates

Les nitrates se trouvant naturellement dans les eaux provenant en grande partie de l'action de l'écoulement des eaux sur le sol constituant le bassin versant. Leurs concentrations naturelles ne dépassent pas 3 mg /L dans les eaux superficielles et quelques mg/L dans les eaux souterraines. La nature des zones de drainage joue donc un rôle essentiel dans leur présence et l'activité humaine accélère le processus d'enrichissement des eaux en nitrates. La teneur en nitrates est en augmentation qui est due à plusieurs origines :

- Agricole : agriculture intensive avec utilisation massive d'engrais azoté ainsi que rejets d'effluents d'élevage. Cette source représente les 2/3 de l'apport en nitrates dans le milieu naturel ;
- Urbaine : rejet des eaux épurées des stations d'épuration où l'élimination de l'azote n'est pas total et qui peuvent rejeter des nitrates ou des ions ammonium qui se transformeront en nitrates dans le milieu naturel. Cette source représente les 2/9 des apports ;
- Industrielle : rejet des industries minérales, en particulier de fabrication des engrais azotés. Cette source représente 1/9 des apports. [1]

I.6.8. Azote ammoniacal

Pour désigner l'azote ammoniacal, on utilise souvent le terme d'ammoniaque qui correspond aux formes ionisées (NH_4^+) et non ionisées (NH_3) de cette forme d'azote.

L'ammoniaque constitue un des maillons du cycle de l'azote. Dans son état primitif, l'ammoniac (NH_3) est un gaz soluble dans l'eau, mais, suivant les conditions de pH, il se transforme soit en un composé non combiné, soit sous forme ionisée (NH_4^+). [1]

Les réactions réversibles avec l'eau sont fonction également de la température et sont les suivantes :



I.6.9. 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 orthophosphates.

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 orthophosphates, phosphore hydrolysable et phosphore organique.

Suivant les cas, la teneur en phosphates peut être exprimée en mg/L de PO_4 ou de P_2O_5

$$1\text{mg/L } \text{PO}_4 = 0,747 \text{ mg/L } \text{P}_2\text{O}_5 = 0,326 \text{ mg/L P. [3]}$$

I.6.10. 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 déchloration. 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. [3]

I.7. Paramètres Biologiques :

Les eaux usées évacuent les matières fécales et les urines des populations. De ce fait une pollution, due aux micro-organismes présents dans les déchets, est engendrée.

Les micro-organismes polluants des ressources en eau, sont à l'origine de maladies prenant en général l'appellation d'infections d'origine hydrique. [3] Les organismes microbiens responsables de ces infections prennent quant à eux le nom d'agents pathogènes et peuvent être classés en quatre groupes principaux :

- ↳ Les bactéries pathogènes (salmonelles, shiguelles,...) ;
- ↳ Les virus (Gastroentérite, Hépatite...) ;
- ↳ Les parasites (kystes d'amibes...) ;
- ↳ Les champignons.

Les germes témoins de contamination fécale sont :

- ↳ Les coliformes fécaux (l'Escherichiacoli...etc.)
- ↳ Les streptocoques fécaux
- ↳ Les Clostridium sylvito-réducteurs [19]

I.8. Charges hydrauliques et charges polluantes

Dans le cadre d'évaluation quantitativement de la pollution, une estimation des charges hydrauliques et polluantes est nécessaire pour le diagnostic de la STEP

I.8.1 Charges hydraulique

I.8.1.a. Débit moyen journalier des eaux usées domestiques

Les rejets d'eau usée sont fonction de la consommation d'eau potable. Elle est proportionnelle à la consommation en eau potable et au confort de vie de l'agglomération.

La quantité d'eau usée rejetée est de l'ordre de 80% des besoins en eau potable.

La formule suivante nous donne le débit d'eau usée domestique :

$$Q_{mjdom} = \dot{x} N x C_{rj} x 10^{-3} \dots \dots \dots (I.3)$$

Avec :

- ↳ Q_{mjdom} : Débit des eaux usées domestiques (m³/j)
- ↳ $\dot{x}$: Dotation en eau potable (l/j/hab)
- ↳ N : nombre d'habitant à l'horizon de calcul
- ↳ C_{rj} : Coefficient de rejet égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée

I.8.1.b. Débit moyen horaire des eaux usées

C'est le débit moyen observé au cours de la journée mesuré à l'arrivée à la station d'épuration. Il est donné par la formule suivante :

I.8.1.c. Débit moyen diurne

Correspond à la période de 16h consécutives au cours de laquelle la STEP reçoit le plus grand volume d'eaux usées. Elle s'étend généralement de 8h à 24h.

$$Q_d = Q_{mj} / 16 \dots \dots \dots (I.4)$$

↳ Q_d : Débit moyen diurne (m^3/h) ;

↳ Q_{mj} : Débit moyen journalier des eaux usées (m^3/j)

I.8.1.d. Notion d'équivalent habitant

L'équivalent habitant se définit comme étant la pollution produite par un habitant et par jour. Connaissant le débit d'eau à l'horizon de calcul, l'équivalent habitant est déterminé par la formule suivante :

$$EH = Q_{mj} \cdot 10^3 / (C_{rj} \cdot \dot{Q}) \dots \dots \dots (I.5)$$

Avec :

↳ Q_{mj} : Débit moyen journalier des eaux usées (m^3/j)

↳ C_{rj} : Coefficient de rejet, pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée

↳ $\dot{Q}$: Dotation en eau potable ($l/j/hab$).

I.8.2. Charges polluantes

La détermination quantitative de la pollution véhiculée par les eaux usées fait appel à la notion de flux polluant ou charges polluantes.

La masse de polluant transitée pendant un intervalle de temps T (pris souvent égal à 24h) est le résultat de l'intégration sur cet intervalle du produit de la concentration du paramètre à analyser par le débit de l'effluent pris en compte

$$C = [\text{Conc}]_{\text{moyenne 24h}} \times Q_{mj} \times 10^{-3} \dots \dots \dots (I.6)$$

Avec :

↳ C : Charge polluante en (Kg/j) ;

↳ $[\text{Conc}]_{\text{moyenne 24h}}$: Concentration moyenne des prélèvements en (mg/l) ;

↳ Q_{mj} : Débit moyen journalier en (m^3/j).

I.8.2.a Charge journalière en DBO5

La charge en DBO5 apportée par les eaux usées est exprimée par jour et par habitant suivant le type de réseau.

La charge polluante est donnée par la formule suivante :

$$L_0 = [\text{DBO}_5] \times Q_{mj} \times 10^{-3} \dots\dots\dots (I.7)$$

Avec :

↳ L_0 : Charge moyenne journalière en DBO5 (Kg/j) ;

↳ $[\text{DBO}_5]$: La concentration moyenne en DBO5 (mg/l) ;

↳ Q_{mj} : Débit moyen journalier en (m³/j).

I.8.2.b Charge moyenne en DCO

La charge moyenne en DCO est estimée comme suit:

$$C_{\text{DCO}} = [\text{DCO}] \times Q_{mj} \times 10^{-3} \dots\dots\dots (I.8)$$

Avec :

↳ C_{DCO} : Charge moyenne journalière en DCO (Kg/j) ;

↳ $[\text{DCO}]$: La concentration moyenne en DCO (mg/l) ;

↳ Q_{mj} : Débit moyen journalier en (m³/j).

I.8.5.c. Charge journalière en MES

Elle est donnée par la formule suivante:

$$C_{\text{MES}} = [\text{MES}] \times Q_{mj} \times 10^{-3} \dots\dots\dots (I.9)$$

Avec :

↳ C_{MES} : Charge moyenne journalière en MES (Kg/j);

↳ $[\text{MES}]$: La concentration moyenne en MES (mg/l);

↳ Q_{mj} : Débit moyen journalier en (m³/j).

I.9. Normes de rejet

Les normes de rejet à l'égout ou après traitement ont pour objet la protection du milieu récepteur.

Les notions de flux de pollution et de facteur de dilution sont largement prises en compte dans l'approche du problème. Les niveaux de qualité correspondent en général, aux possibilités techniques des principaux procédés de réduction des différents paramètres de pollution.

Tableau I.1 : Valeurs limites maximales des paramètres de rejets.

Paramètres	Unités	Valeurs limites	Tolérances aux valeurs limites anciennes
Température	°C	30	30
Matières En Suspension (MES)	mg/l	35	40
Demande Biochimique en Oxygène (DBO5)	mg d'O ₂ /l	35	40
Demande Chimique en Oxygène (DCO)	mg d'O ₂ /l	120	130
Azote Kjeldahl	mg/l	30	40
Phosphore total	mg/l	19	15
Huiles et graisses	mg/l	20	30
Ph	-	6.5-8.5	6.5-8.5
Substances toxiques Bioaccumulables	mg/l	0.005	0.01
Cyanures	mg/l	0.1	0.15
Fluor et composés	mg/l	15	20
Indice de phénols	mg/l	0.3	0.5
Hydrocarbures	mg/l	10	15
Cadmium	mg/l	0.2	0.25
Cuivre total	mg/l	0.5	1
Mercure total	mg/l	0.01	0.05
Plomb total	mg/l	0.5	0.75
Chrome total	mg/l	0.5	0.75
Etain total	mg/l	2	2,5
Manganèse	mg/l	1	1,5
Nickel total	mg/l	0,5	0,75
Zinc total	mg/l	3	5
Fer	mg/l	3	5

(Source : journal officiel de la république Algérienne, N°26 du 23/04/2006)

I.10. Conclusion

Dans ce chapitre on a cité les différentes origines des eaux usées, on a définie tous les paramètres qui caractérisent l'eau usée quelles soient physiques, organoleptiques ou biologiques.

On a aussi cité les normes de rejets des différents paramètres de pollution afin de bien contrôler l'eau épurée qui sort de la station d'épuration.

Chapitre II :

Présentation de la zone d'étude

II.1. Introduction

La station d'épuration se situe dans la ville de LAKHDARIA, un aperçu sur la zone d'étude de la station d'épuration sera présenté dans ce chapitre à savoir : la localisation et les différentes situations géologique, climatologique, démographique, hydraulique ...

II.2. Situation géographique

La région d'étude relève de la wilaya de Bouira qui est située dans la partie centrale du Nord de l'Algérie. Elle est limitée au Nord par les wilayas de Boumerdes et de Tizi- Ouzou, au Sud par celle de M'Sila, à l'Ouest par celle de Blida et de Médéa et à l'Est par celles de Béjaïa et Bordj Bou Arreridj, (figure 01).

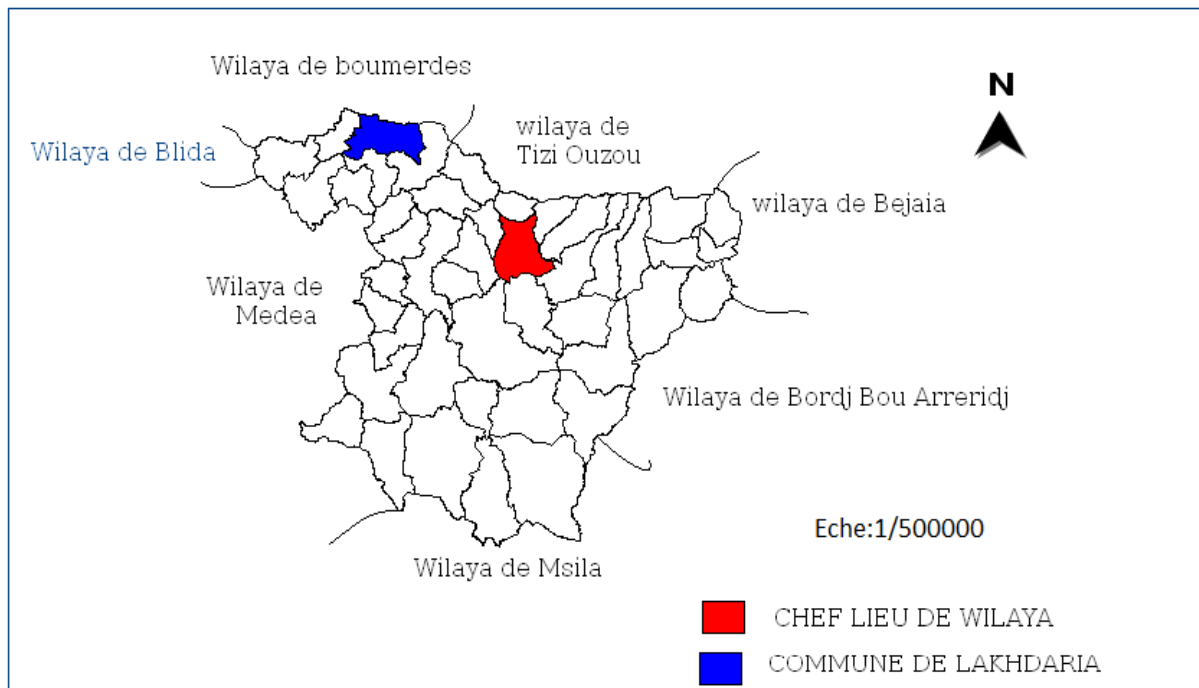


Figure II.1 : situation géographique de la wilaya de Bouira

(Source : Subdivision de l'Hydraulique de Lakhdaria)

II.2.1.Délimitation de la zone d'étude

La commune de Lakhdaria se situe dans la partie Nord de la wilaya de Bouira à une distance de 45Km du chef lieu de wilaya. Elle est Limitée administrativement comme suit :

- Au Nord : par les agglomérations de Ammal et Chaabet El Aneur de la Wilaya de Boumerdes (figue II.2) ;
- Au sud : par l'agglomération de Maala
- A l'Est et au Sud –Est : par la commune de Kadiria
- A l'Ouest : par l'agglomération de Bouderbala

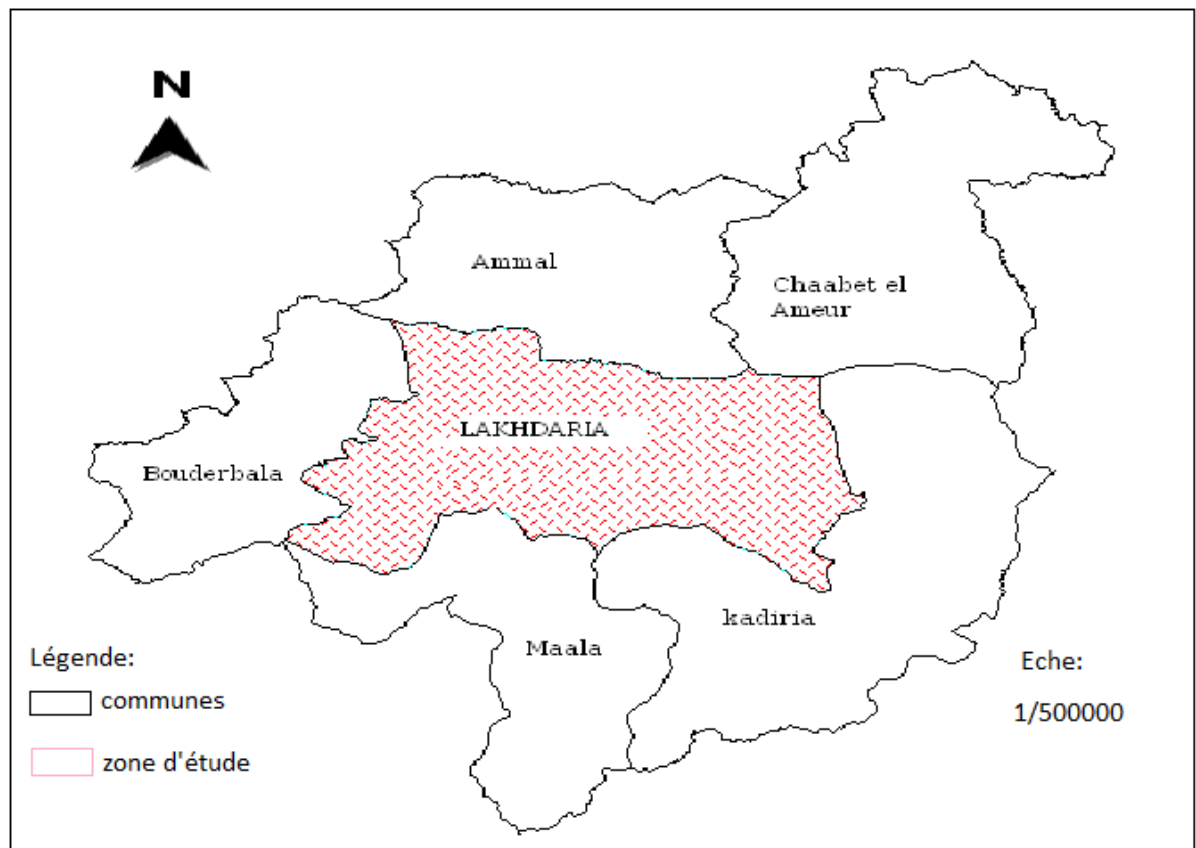


Figure II.2 : Situation géographique de la zone d'étude

Source : la subdivision de Lakhdaria

II.2.2. Site de la station d'épuration

La station d'épuration se trouve à la Sortie Nord de LAKHDARIA Rive droite d'Oued Isser. (Figure II.3).



Figure II.3 : Photo aérienne de la step de LAKHDARIA

(Source :Google earth 2016)

II.3. Topographie

La morphologie de la commune de Lakhdaria se présente dans sa partie majeure par une chaîne montagneuse qui se prolonge du côté Nord jusqu' au côté Est couverte de forêts denses caractérisées par ses fortes pentes.

La région longeant l'Oued Isser qui constitue la grande partie habitable, se présente comme une grande plaine présentant des ondulations avec des pentes douces.

II.4. Situation climatique

La ville de Lakhdaria se caractérise par un climat sub-humide tempéré en hiver dont les caractéristiques climatiques sont présentées ci-dessous :

II.4.1 Précipitation

Le tableau II.1 présente les précipitations mensuelles de la ville de LAKHDARIA

Tableau II.1 : précipitations moyennes mensuelles de la ville de Lakhdaria (2010)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	M.A
Pmoy (mm)	64.68	45.75	45.92	47.78	40.07	9.66	3.55	12.3	35.05	42.7	57.14	64.43	39.16

Source : O N M Bouira, 2014

D'après ce tableau, on remarque que la valeur maximale des précipitations est enregistrée au mois de janvier (64.68 mm), tandis que le minimum est atteint au mois de Juillet (3.55 mm).

La pluviométrie moyenne annuelle pour cette région est de 39.1mm.

II.4.2. Température

Le tableau II.2 présente la température mensuelle

Tableau II.2 : température mensuelle en °C (2010)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	M.A
T moy (°C)	8.03	8.61	11.5	14.21	18.73	24.51	28.03	27.2	22.10	18.1	16,85	12.28	16.80

Source : O N M Bouira, 2014

La température moyenne annuelle sur les 16 ans qui caractérise le climat de la région est de 16.80°C

Saison chaude : les mois juillet aout sont les plus chauds avec une température moyenne de 27.61°C

Saison froide : les mois décembre, janvier, février sont les mois les plus froids avec une température moyenne de 8.5 °C

II.4.3. Vent

Le tableau II.3 présente les moyennes mensuelles de la vitesse du vent

Tableau II.3 : Moyennes mensuelles et annuelle de la vitesse des vents (2010)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	M.A
V moy (m/s)	3,83	3,58	3,35	3,17	2,83	3	2,91	2,95	2,88	3,07	3,58	4	3,26

Source : ONM Bouira

D'après le tableau suivant on note que la vitesse moyenne du vent est de 3.26 (m/s)

II.5. Sismicité

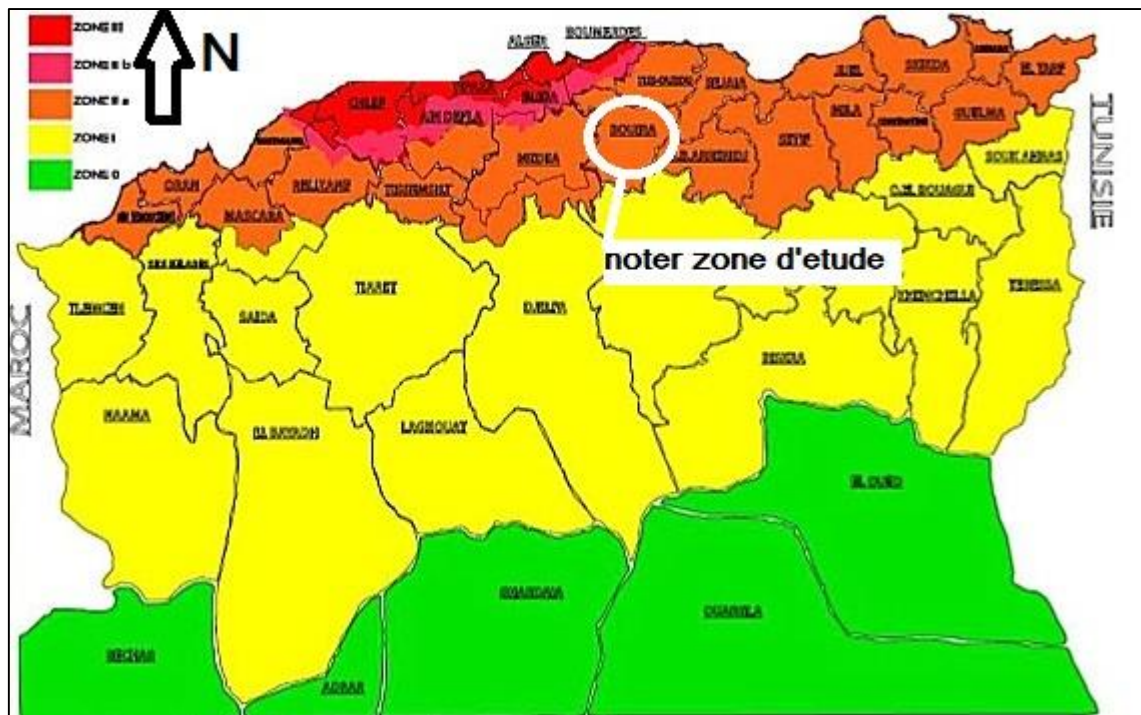
Selon le règlement parasismique algérien 99 version 2003, Le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité (figure II.4) :

Zone I : sismicité faible

Zone I : sismicité faible

Zones II a et II b: sismicité moyenne

Zone III : sismicité élevée

**Figure II.4** : carte représentant la sismicité de notre zone (RPA 99)

Source : RPOA sets (Formation)

Selon la carte Lakhdaria est classée dans la zone II de sismicité moyenne

II.6. Hydrologie

Le réseau hydrologique se compose essentiellement de Oued ISSER qui passe au limitrophe de la ville de Lakhdaria ainsi que Oued BOUAMOUD et leurs affluents.

II.7. Situation démographique

Le tableau suivant représente le nombre d'habitant de la ville de Lakhdaria sachant que le taux d'accroissement est de 2% La population future de la ville sera estimée au moyen de l'expression suivante

$$P = P_0(1 + t)^n \dots\dots\dots (II.1)$$

Avec :

P:Population projetée

P₀:Population à l'année de référence

t :Taux de croissance

n:Nombred'années compris dans l'intervalle de temps considéré

Le tableau II.4 représente le nombre d'habitant dans l'horizon 2016 et 2036

Tableau II.4 : le nombre d'habitant pour différents horizons

Année	2016	2036
Nombre d'habitant	68346	101359

Source : APC LAKHDARIA

II.8. Situation hydraulique

II.8.1. Alimentation en eau potable

D'après la DHW l'alimentation actuelle en eau potable pour la ville de LAKHDARIA est assurée à partir du barrage Koudiat Acerdoun, en passant par la station de traitement de Djebahia vers 2 réservoirs de stockage de 10000 m³ et 5000 m³, la dotation de la ville est de 150 l/hab.j

II.8.2. Assainissement

L'état actuel du réseau

La ville de LAKHDARIA dispose d'un nouveau réseau d'assainissement avec un taux de raccordement de 93%, le réseau existant est de type unitaire, de diamètres 300 à 800 mm. La collecte des eaux usées vers la STEP est assurée par un collecteur principal d'une

longueur de 7078ml et quatre stations de relevages, notant que oued ISSER représente le milieu récepteur des eaux épurées.

Les quatre stations de relevage se situent dans les points les plus bas de la ville

La première Station de relevage N°01 (**EL MARDJA**)

La deuxième Station de relevage N°02 (**LA GARE**)

La troisième Station de relevage N°03 (**EL KOUIR**)

La quatrième Station de relevage N°04 (**TALA N'DJIR**)

Notant que les quatre stations de relevages sont à l'arrêt depuis l'année 2007 ce qui fait que les rejets de la ville sont bay-passer vers oued ISSER et la station ne reçoive que une partie gravitaire le la ville

II.9. Conclusion

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre zone d'étude (ville de LAKHDARIA) du point de vue, géographique, climatique, démographie, ainsi que la situation Hydraulique.

Dans le chapitre suivant on s'intéresse a la description de la station d'épuration.

Chapitre III :
Description de
la station d'épuration

III.1. Introduction

Une station d'épuration permet de traiter les eaux usées qu'elles soient d'origine industrielles ou qu'elles proviennent des activités quotidiennes de l'homme. Le but est de collecter les eaux usées, puis de les épurer par traitement, avant de pouvoir les rejeter dans le milieu naturel sans risquer de polluer notre environnement

III.2. Données de base

La station d'épuration de la ville de Lakhdaria a été dimensionnée à l'horizon 2014 pour épurer les eaux usées d'origine domestique et pluviales par le procédé d'épuration à boues activées (ONA, 2001), dans le tableau III.1 se trouve les données de bases de la station d'épuration

Tableau III.1 : Données de bases de la station d'épuration

Paramètres	Unité	Valeurs
Mise en service	2001	
type de réseau	Unitaire	/
Type de traitement	Boues activées à faible charge	/
Nature des eaux brutes	Domestiques	/
Population	EQ-HAB	87000
Débit journalier	m ³ /jour	10642
Débit moyen horaire	m ³ /h	443
Le débit de point	m ³ /h	765
DBO ₅ entrante	mg/l	270
MES entrantes	mg/l	350
DCO entrante	mg/l	650

Source : ONA BOUIRA, 2016

III.3. Système de traitement

Le procédé utilisé pour le traitement est celui par boues active à faible charge donc l'eau passe par trois étapes de traitement principales (figure III.1) sont

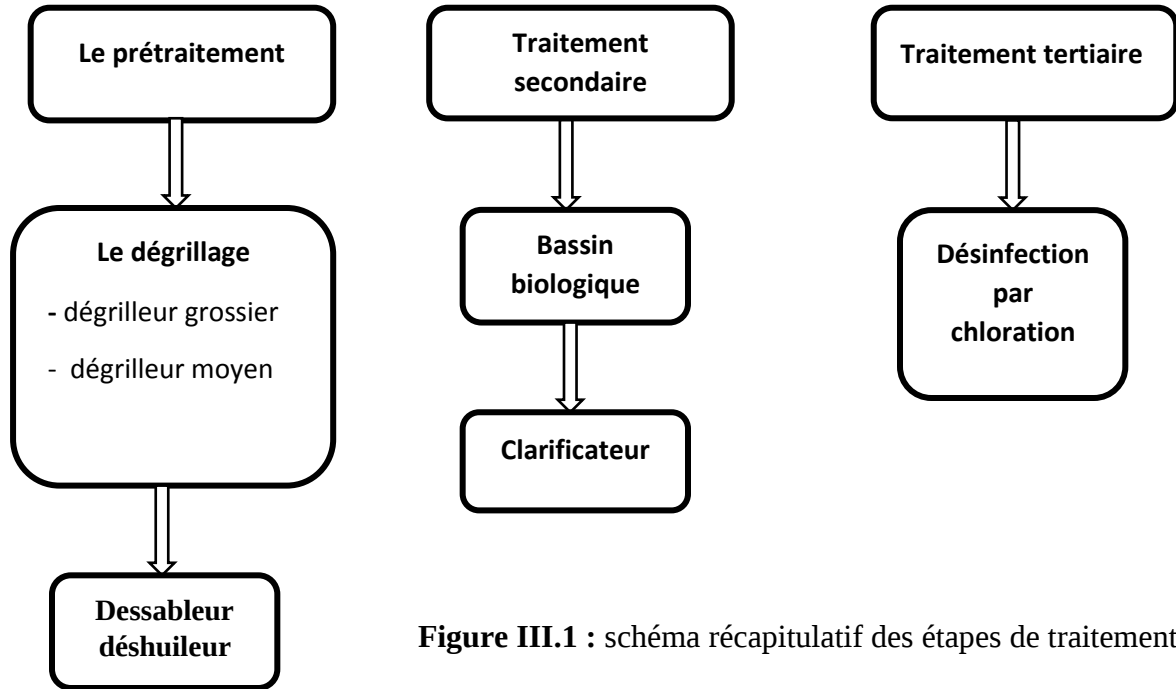


Figure III.1 : schéma récapitulatif des étapes de traitement

III.4.Description des installations

Les eaux arrivent à la STEP par une conduite d'amené de diamètre 800 mm.

III.4.1. Arrivé de l'eau

III.4.1.1. Déversoir d'orage

L'eau passe par un déversoir d'orage latéral des dimensions suivantes

- ✓ Longueur : **11 m**
- ✓ Largeur : **1.5 m**
- ✓ Longueur du déversoir : **9 m**



Figure III.2 : Déversoir d'orage

III.4.2. Prétraitement

III.4.2.1. Dégrilleur grossier :

Pour la grille grossière

- ✓ profondeur de chenal : **2.4 m**
- ✓ largeur de la grille : **1.00 m**
- ✓ inclinaison : **70**
- ✓ forme des barreaux : **10*50 mm**
- ✓ espacement entre barreaux : **50 mm**
- ✓ débit max : **1150m³/h**



Figure III.3 : Dégrilleur grossier

III.5.2.2. Poste de relevage

la cave de pompage a les caractéristiques suivantes :

- ✓ nombre de pompes : **3**
- ✓ débit unitaire : **385 m³/h**
- ✓ nombre de pompe en réserve : **1**
- ✓ débit max : **770 m³/h**

III.5.2.3. Dégrilleur moyen : Grille mécanisée

La longueur de l'ouvrage est de 10 m

- ✓ profondeur de chenal : **2.00 m**
- ✓ inclinaison : **70**
- ✓ largeur de la grille : **0.8 m**
- ✓ écartement entre les barreaux : **20 mm**
- ✓ épaisseur des barreaux : **10 mm**
- ✓ débit max : **1155 m³/h**

Grille manuelle de by-pass

- ✓ profondeur de chenal : **1.6 m**
- ✓ longueur de la grille : **0.8 m**



Figure III.4 : Dégrilleur moyen

- ✓ inclinaison : 70
- ✓ écartement entre les barreaux : 30 mm
- ✓ forme des barreaux : 10*50 mm
- ✓ débit max : 1155m³/h

III.5.2.4. Dessableur – déshuileur

Les opérations de dessablage déshuilage sont combinées dans un même ouvrage rectangulaire de deux chambres parallèles aéré par insufflation d'air.

Les caractéristiques essentielles de l'ouvrage sont les suivants :

- ✓ nombre de dessableur-déshuileur : 2
- ✓ longueur : 7.2 m
- ✓ largeur : 4 m
- ✓ hauteur de l'eau (au débit max) : 4 m
- ✓ section unitaire : 28.8 m²
- ✓ volume : 82.8 m³



Figure III.5 : Dessableur-déshuileur

III.5.3. Traitement secondaire

III.5.3.1. Bassin d'aération

Le bassin d'aération comprend deux compartiments de traitement a pour dimensions :

- ✓ Longueur : 57 m
- ✓ Largeur : 19 m
- ✓ Hauteur d'eau : 4.2m
- ✓ Volume : 4548.6 m³



27 Figure III.6 : Bassin d'aération

III.5.3.2. Bassin de décantation (clarificateur)

La clarification est assurée par deux bassins de décantation circulaire, l'eau clarifiée surverse pour être acheminé vers l'étape suivante de traitement complémentaire. Les principales caractéristiques de l'ouvrage sont les suivantes :

- ✓ Diamètre nominal : **25 m**
- ✓ Hauteur en périphérique : **3 m**
- ✓ Pente de fond : **1/10**
- ✓ Pente de la poche à boues : **1/1**
- ✓ Hauteur d'eau au centre : **5 m**
- ✓ Surface (hors goulotte) : **415.3m²**
- ✓ Volume utile : **1439 m³**
- ✓ Longueur de déversoir : **72.26 m**



Figure III.7 : Bassin de décantation

III.5.3.3. Recirculation et extraction des boues

Le poste de recirculations des boues est équipé par deux vis d'Archimède chacun a un débit de 360m³/h qui marchent par alternance.

Les boues en excès sont pompées par deux pompes vers l'épaississeur, ce dernier est caractérisé par les dimensions suivantes :

- ✓ Diamètre nominal : **9 m**
- ✓ Hauteur en périphérie : **4 m**
- ✓ Pente de fond : **1/7**
- ✓ Volume : **303.7 m³**
- ✓ Surface du radier : **63.6 m²**



Figure III.8 : Épaississeur

III.5.4. Traitement complémentaire

III.5.4.1. Bassin de chloration

Le canal de mesure déverse ses eaux dans une cuve enterrée munie de chicane en béton arme prévue pour éviter tout by pass hydraulique, avec un temps de séjour de 15 min



Figure III.9 : Bassin de chloration

III.5.4.2. Déshydratation des boues

La déshydratation des boues sur lits de séchage est la plus vieille technique de déshydratation

Le principe est la filtration naturelle par gravité est le séchage à l'air des boues

La déshydratation naturelle des boues se déroule en deux parties

En première phase la plus grosse partie de l'eau interstitielle filtre rapidement sans entrave vers le fond du lit cette phase est estimée à un jour

La seconde phase est le séchage à l'air par l'évaporation ce qui peut être estimée à une ou deux semaines sur 10 lits de séchage

Chaque lit de séchage a les dimensions suivantes :

✓ $L = 27.5 \text{ m}$

✓ $l = 12.5 \text{ m}$



Figure III.10 : lits de séchage

III.5.5.Conclusion

Dans ce chapitre on a présenté les différents ouvrages par lesquels passe le traitement des eaux usées, cette description est nécessaire pour pouvoir identifier les différents dysfonctionnement existant.

La step est muni d'un système successif de prétraitement et de traitement secondaire suivie par un traitement tertiaire doté d'une désinfection par chloration.

D'après cette description on peut dire que cette station nécessite un diagnostic pour pouvoir déterminer ces problèmes

Dans le chapitre suivant, on présentera en détail les différentes étapes de traitements des eaux usées

Chapitre IV :
Procèdes de
traitement des eaux

IV.1. Introduction

Un système de traitement d'eaux usées fait appel à une série de procédés unitaires. Ces procédés se divisent en quatre catégories : les prétraitements, les traitements primaires, les traitements secondaires et les traitements tertiaires.

IV.2. Prétraitements :

Les prétraitements consistent à débarrasser les eaux usées brutes à leur arrivée dans une station d'épuration des polluants solides les plus grossiers (dégrillage, dessablages déshuilages). Ce sont de simples étapes de séparation physique.

IV.2.1. Dégrillage :

À l'arrivée à la station d'épuration, les eaux résiduaires brutes doivent subir un dégrillage, permettant de séparer et d'évacuer les matières volumineuses qui pourrait nuire à l'efficacité des traitements suivants ou en compliquer l'exécution, et amener des risques de bouchage dans les différentes unités de l'installation. [5]

La qualité de l'opération peut être définie de la façon suivante :

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

Lorsque les eaux brutes sont susceptibles de véhiculer occasionnellement des corps anormalement volumineux, un pré grille de construction robuste est souhaitable.

IV.2.1.1.Grille manuelle

Elles sont généralement inclinées de 60° à 80° sur l'horizontale et composées de barreaux droits, ronds ou rectangulaires.

Nécessitant un nettoyage quotidien à l'aide d'un râteau afin d'éviter le retour de l'effluent dans le collecteur d'arrivée, elle est surtout utilisée dans les petites stations (<2000EH).

IV.2.1.2. Grille automatique ou mécanique

C'est une grille équipés d'un dispositif de relevage et d'éjection automatique des déchets, elle est utilisée à partir d'une certaine importance de la station (plus de 2000 EH) pour éviter ainsi le colmatage rapide des grilles.[5]

La figure IV.1 montre un dégrilleur courbé



Figure IV.1 : Dégrilleur courbé

source www.step.ouvaton.org

IV.2.2. Dessablage

Le dessablage s'effectue sur des particules de dimensions supérieures à 200 μm . La vitesse de sédimentation se calcule par la loi de Stokes (chute libre). On calcule la section du dessaleur de manière que la vitesse de l'eau ne descende pas au-dessous de 0,20 à 0,30 m/s, on évite ainsi que les matières organiques se déposent en même temps que les sables. Les ouvrages à prévoir pour obtenir une vitesse d'écoulement de 0,30 m/s sont, par ordre d'importance :

- Les dessableurs couloirs (à écoulement rectiligne), dont la vitesse d'écoulement est variable ou constante.
- Les dessableurs circulaires à alimentation tangentielle ou à brassage mécanique ou à insufflation d'air (pour éviter le dépôt de matières organiques, en heures creuses, avec faible débit).
- Les dessableurs rectangulaires à insufflation d'air. On insuffle de l'air qui provoque une rotation de liquide et crée ainsi une vitesse constante de balayage du fond,

perpendiculaire à la vitesse du transit, laquelle, beaucoup plus faible, peut alors être variable sans inconvénient. Le sable est extrait soit mécaniquement par raclage vers un poste de réception, puis repris par pompage, soit directement par pompe suceuse montée sur pont roulant. [6]

IV.2.3. Dégraissage-Déshuilage

L'opération dégraissage-déshuilage consiste à séparer de l'effluent brut, les huiles et les graisses par flottation. Souvent ces opérations sont combinées dans un même ouvrage où la réduction de vitesse dépose les sables et laisse flotter les graisses. On enlève ainsi de l'eau les éléments grossiers et les sables de dimension supérieure à 200 microns ainsi que 80 à 90 % des graisses et matières flottantes (soit 30 à 40 % des graisses totales). [6]

La figure IV.2 présente les différentes étapes du prétraitement

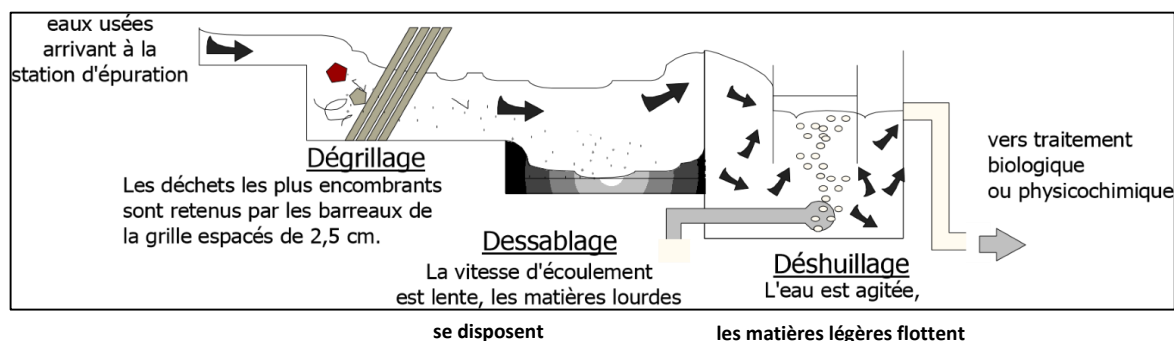


Figure IV.2 : Différentes étapes du prétraitement source

IV.3. Traitements primaires :

Les traitements primaires consistent essentiellement en une sédimentation réalisée dans des bassins appelés décanteurs.

IV.3.1. Décantation primaire :

Le traitement primaire consiste à réaliser l'étape de décantation qui élimine jusqu'à 60 % des matières en suspension (MES) (figure IV.3), et environ le tiers de la DBO₅ entrante. Les boues produites fortement organiques et fermentescibles sont acheminées vers l'unité de traitement des boues. La phase aqueuse résultante, non-conforme aux seuils de rejet, est acheminée vers le traitement secondaire.[18]

La décantation primaire s'impose généralement pour les stations d'épuration de grande agglomération (moyenne et forte charge).

Le traitement primaire est une étape facultative. Dans de nombreuses stations, le flux prétraité est directement envoyé vers la phase de traitement secondaire.[15]

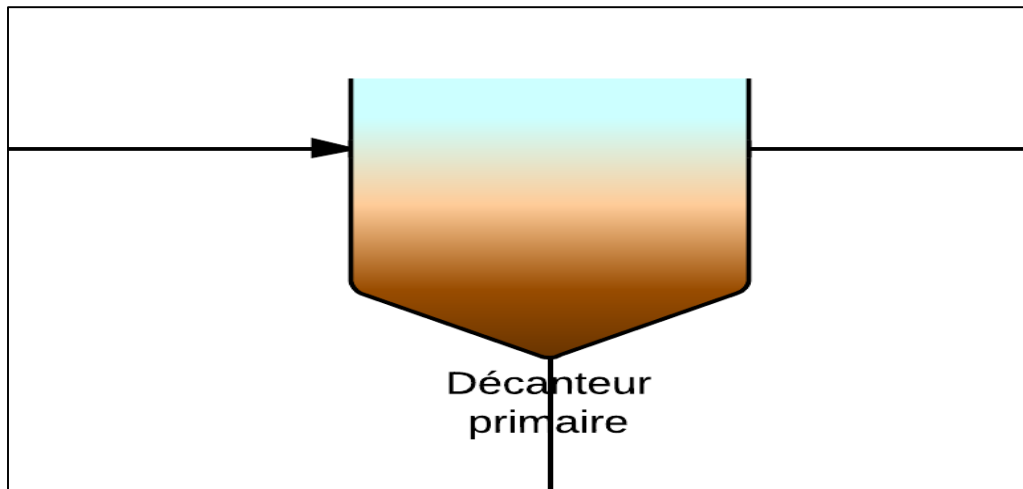


Figure IV.3 : Décanteur primaire

Les eaux usées sont chargées de matières minérales et organiques pouvant être en suspension ou en solution. Il existe un grand nombre de procédés de traitements des eaux usées, dont l'application dépend à la fois des caractéristiques des eaux usées à traiter, et de degré d'épuration désiré.

Le rapport $\frac{DCO}{DBO5}$ donne une estimation de la biodégradabilité des matières présentes dans l'eau usée, (la biodégradabilité est la capacité d'une substance, ou son aptitude à être décomposée par les micro-organismes décomposeurs qui sont les bactéries). Ainsi on estime l'effluent :

- Si $\frac{DCO}{DBO5} < 1$: l'effluent est excellent pour le traitement biologique ;
- Si $1 < \frac{DCO}{DBO5} < 2,5$: bonne traitabilité par voie biologique ;(c'est le cas le plus courant des eaux usées urbaines)

- Si $2,5 < \frac{DCO}{DBO5} < 3,5$: possibilité de traitement biologique mais avec adaptation de souches
- Si $\frac{DCO}{DBO5} > 3,5$: le traitement biologique est impossible, on doit procéder à un traitement physico-chimique.

IV.4. Traitements secondaires :

Les traitements secondaires regroupent tous les procédés d'épuration biologiques. Ces procédés biologiques impliquent la présence de micro-organismes qui dégradent et transforment la pollution organique dissoute et colloïdales contenue dans les eaux usées. Pour ce fait, les micro-organismes ont besoin d'oxygène. Dans la plupart des procédés, cet oxygène est fourni artificiellement par un système d'aération. Les principaux procédés biologiques utilisés sont les procédés extensifs et les procédés intensifs.

IV.4.1. Procédés extensifs :

IV.4.1.1. Lagunage

Le lagunage est une technique extensive de traitement des eaux usées basée sur la filtration naturelle des eaux par des chaînes alimentaires aquatiques. C'est une reproduction accélérée du phénomène naturel d'autoépuration de l'eau. Elle est constituée de plusieurs bassins artificiels, ou étangs, formés de digues, imperméabilisés, dans lesquels les eaux usées sont déversées et passent successivement et naturellement d'un bassin à un autre, par gravitation, pendant un long temps de séjour.[7]

a. Principe d'épuration par lagunage

Ce procédé d'épuration consiste à faire passer les eaux usées par écoulement gravitaire dans une succession de bassins (trois à cinq bassins) peu profonds où le métabolisme (bactéries, végétaux et autres organismes vivants) assure la dégradation de la matière organique contenue dans les eaux usées tandis que substrat et végétaux se chargent de la filtration[16]

b. Types de lagunage

Nous rappelons qu'une station de lagunage est constituée d'une série de bassins artificiels, généralement 3 bassins, dont le 1er est conçu pour être facultatif et les suivants sont des lagunes de maturation. Le temps de séjour est de 60 à 90 jours.[7]

1- Lagunage naturel

Sous climat tempéré, le lagunage naturel à microphytes nécessite une superficie de 10 à 15 m² par équivalent-habitant. On compte sur une station de 2 à 5 bassins disposés en série (avec un optimum pour 3 bassins), profonds de 1 à 1,7 mètres où les effluents à traiter séjournent au total de 50 à 80 jours.[7]

Le premier bassin (de décantation) est le plus profond, et le volume global de l'ensemble doit être très important : soit de 60 à 80 fois plus que la quantité d'effluent reçu, ce qui permet une dilution considérable et d'assurer, le cas échéant, de fortes variations de charge à assainir.

Dans une formule complémentaire (en milieu tropical notamment) on peut cultiver des macrophytes (roseaux, massettes ou lentilles d'eau par exemple) dans le bassin terminal afin d'optimiser l'épuration, d'augmenter l'oxygénation et d'éliminer au maximum les matières en suspension.[20]

Les lagunes à macrophytes diffèrent de celles à microphytes par une plus faible profondeur d'eau et doivent être collectées régulièrement.[7]

2- Lagunage aéré

Dans ce type d'installation, l'oxygène est produit artificiellement soit en surface (aérateurs), soit en immersion (insufflation d'air).

Ce procédé peut être utilisé dans des conditions climatiques difficiles (pays très froids, couche de glace persistante etc...) ou en complément lorsque les conditions climatiques l'exigent (saison des pluies en climat tropical) ou que la charge polluante devient trop importante (cas des abattoirs où le volume des rejets connaît de fortes variations d'amplitude).[7]

3- Lagunage anaérobie

Sont des bassins assez profonds où la dégradation a lieu en l'absence d'oxygène. Pour garantir cette condition la profondeur du bassin doit être de l'ordre de 2,5 à 5 m. L'eau n'est ni aérée ni agitée ni chauffée. La dégradation anaérobie produit du CO₂ et du méthane. Ces lagunes permettent une première réduction importante (jusqu'à 60%) de la DBO.[7]

4- Lagunage à haut rendement

L'épuration y est obtenue grâce à une production algale intensive, dans des bassins peu profonds (30 à 60 cm), l'eau animée par des roues à aubes, circule lentement ce qui favorise l'homogénéisation et le développement des algues.

Cependant, cette écotechnique exige un rayonnement solaire et une température suffisants, et demande donc de prendre en compte les cycles saisonniers.[7]

c. Avantages et inconvénients

Le tableau IV.1 présente les avantages et inconvénients du procédé d'épuration par lagunage

Tableau IV.1 : Avantages et inconvénients du lagunage

Avantages	Inconvénients
-Bonne protection du milieu naturel d'autant plus qu'en période d'étiage les volumes rejetés sont insignifiants.	Bonne protection du milieu naturel d'autant plus qu'en période d'étiage les volumes rejetés sont insignifiants.
-Pas de consommation énergétique si la dénivelée est favorable	-Coûts d'investissement élevés si le sol est perméable ou instable
-Peu d'exploitation avec une fiabilité du traitement élevée	-Performances pouvant être altérées en DBO5, DCO et MES par la présence d'algues vertes (ces chlorelles sont toutefois moins néfastes pour le milieu naturel qu'une source de pollution domestique)
-Élimination intéressante de l'azote, du phosphore et des germes pathogènes en été	-Procédé inadapté pour le traitement des effluents non domestiques (sinon dégagements d'odeurs)
-S'adapte très bien aux variations hydrauliques du fait du long temps de séjour	-Procédé réservé aux réseaux unitaires ou du moins pour des eaux usées strictement domestiques dans la concentration en DBO5 n'excédant pas 300 mg/l
-Génie civil simple	-Maîtrise limitée de l'équilibre biologique et des processus épuratoires
-Bonne intégration paysagère	
-Pas de nuisance sonore	
-Boues de curage stables (sauf celles en tête du premier bassin) avec une fréquence de curage pour la zone proche de l'alimentation de 10 à 15 ans.	

La figure IV.4 montre les différents bassins du lagunage naturel

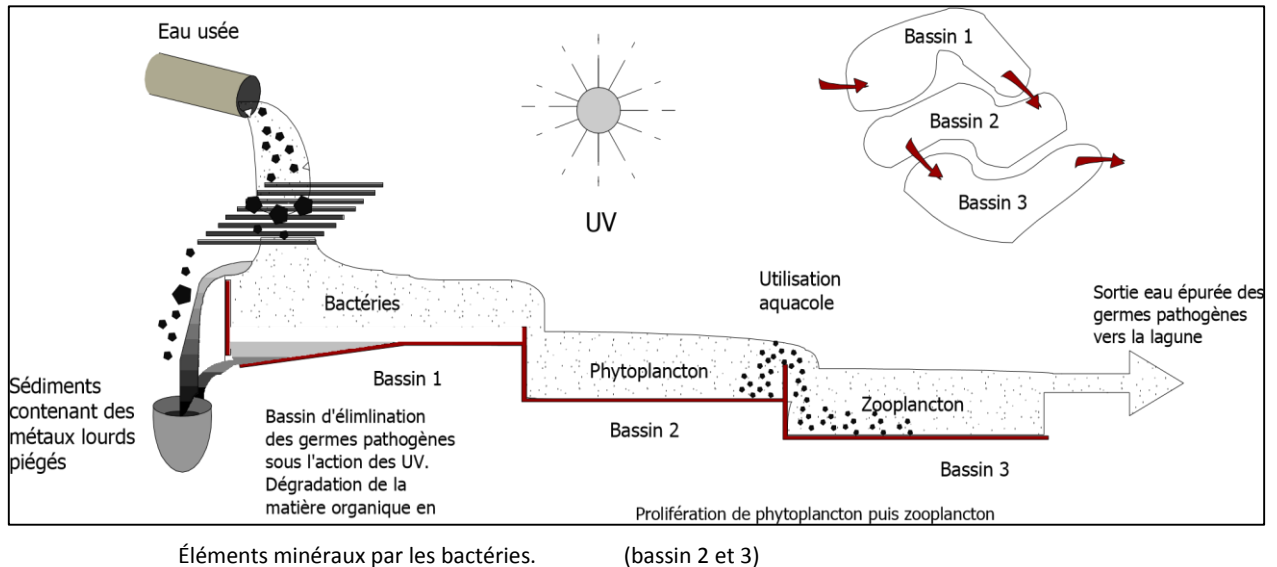


Figure IV.4 : Lagunage naturel

IV.4.2. Procédés intensifs :

IV.4.2.1. Disque biologique

L'eau usée, préalablement décantée, alimente un ouvrage dans lequel des disques fixés sur un axe sont mis en rotation à vitesse lente. Sur ces disques biologiques en plastique se développe alors un film bactérien. Lors de leur émergence, ces bactéries prélèvent l'oxygène nécessaire à leur respiration et lors de l'immersion, elles absorbent la pollution dissoute dont elles se nourrissent. Dès que le film biologique dépasse une épaisseur de quelques millimètres, il se détache et est entraîné vers le décanteur final où il est séparé de l'eau épurée. Les boues ainsi piégées sont renvoyées par pompage périodique vers l'ouvrage de tête pour y être stockées et digérées. [17]

Avantage :

- bonne décantation des boues ;
- généralement adaptés pour les petites collectivités ;
- faible consommation d'énergie ;

- fonctionnement simple demandant peu d'entretien et de contrôle ;
- plus faible sensibilité aux variations de charge que la technique des boues activées.

Inconvénients :

- performances généralement plus faibles qu'une technique par boues activées, qui tient en grande partie aux pratiques anciennes de conception. Un dimensionnement plus réaliste doit par conséquent permettre d'atteindre des qualités d'eau traitée satisfaisantes ;
- coûts d'investissement importants ;
- grande sensibilité aux variations de température ce qui crée une obligation de couverture ;
- boues putrescibles.

La figure IV.5 montre les filières de traitement par disque biologique

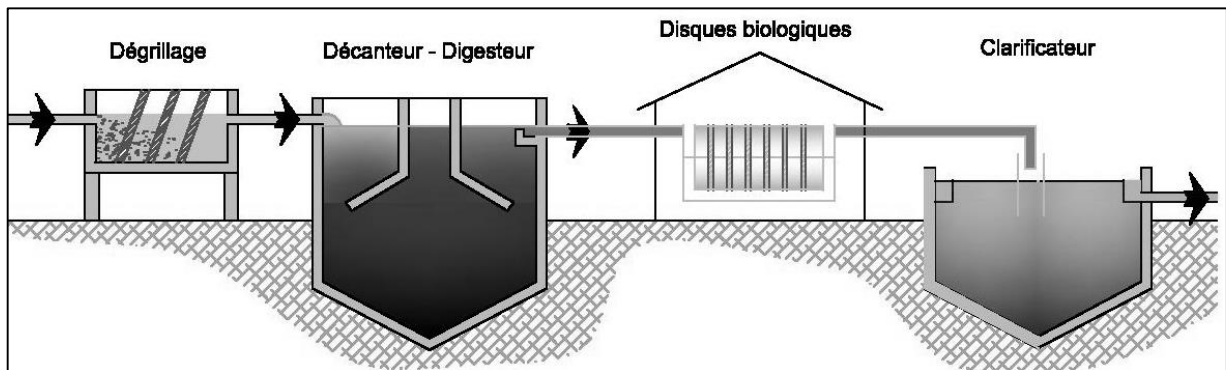


Figure IV.5 : filière de traitement par Disque biologique

IV.4.2.2. Lits bactériens :

Ce procédé consiste à alimenter en eau, préalablement décantée, un ouvrage contenant une masse de matériaux (pouzzolane ou plastique) servant de support aux micro-organismes épurateurs qui y forment un film biologique responsable de l'assimilation de la pollution.

L'aération naturelle se fait grâce à des ouïes d'aération. Le film biologique se décroche au fur et à mesure que l'eau percole. En sortie du lit bactérien se trouve un mélange d'eau traitée et de bio film. Ce dernier sera piégé dans le décanteur sous forme de boues et l'eau traitée rejoint le milieu naturel. La recirculation des boues vers le décanteur digesteur est essentielle. [21]

Avantage :

- généralement bien adapté pour des collectivités de taille inférieure à 10.000 EH ;
- faible consommation d'énergie ;

- fonctionnement simple demandant peu d'entretien et de contrôle ;
- peut être installé en amont d'une station à boues activées afin de déconcentrer les effluents du type agroalimentaire ;
- bonne décantabilité des boues ;
- plus faible sensibilité aux variations de charge et aux toxiques que les boues activées.

Inconvénients :

- performances généralement plus faibles qu'une technique par boues activées ;
- coûts d'investissement assez élevés ;
- nécessité de prétraitements ;
- sensibilité au colmatage et au froid ;
- source de développement d'insectes ;
- boues fermentescibles ;

La figure IV.6 présente les filières de traitement par lit bactérien

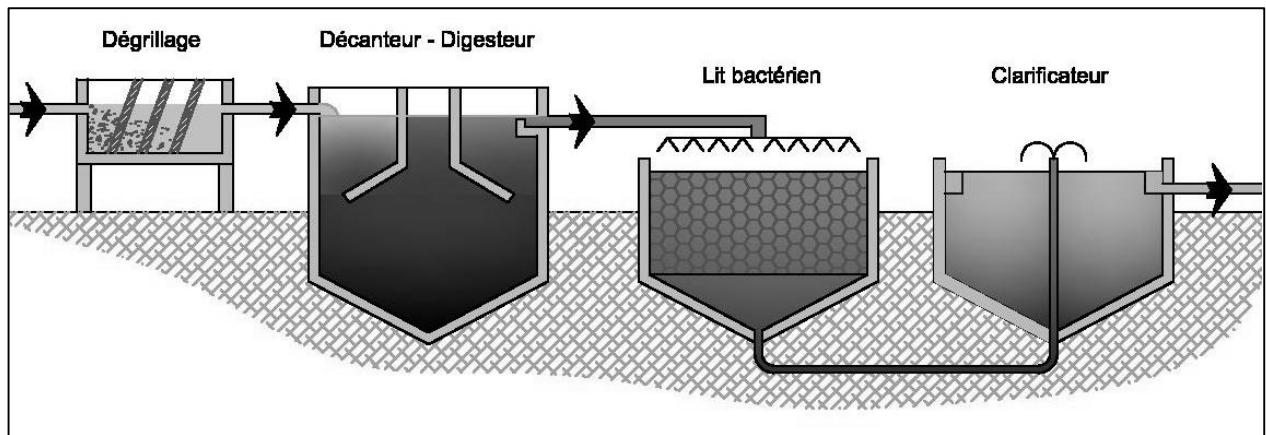


Figure IV.6 : filière de traitement par Lit bactérien

Procédés biologiques à culture libre :

IV.4.2.3. Boues activées :

Les procédés par boues activées comportent essentiellement une phase de mise en contact de l'eau à épurer avec un floc bactérien en présence d'oxygène suivie par une phase de séparation de ce floc (clarification). [21]

C'est une intensification qui se passe dans le milieu naturel. La différence provient d'une plus grande concentration en micro-organisme donc une demande en oxygène plus importante. De plus pour mettre en suspension la masse bactérienne, une agitation artificielle est nécessaire. Une station de traitement par boues activées comprend dans tous les cas :

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

La figure IV.7 montre les filières de traitement par boues activées

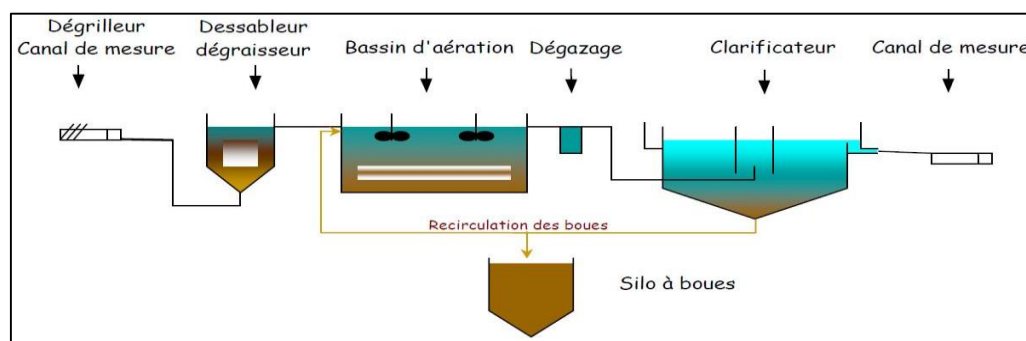


Figure IV.6 : filière de traitement par boues activées

Un réacteur biologique se caractérise par les paramètres suivants :

a) Charge massique :

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 la 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

b) Charge volumique :

La charge volumique C_v est le rapport de la pollution journalière reçue en Kg de DBO_5 au volume de bassin d'aération. Cette donnée permet d'évaluer le volume de bassin et elle n'a aucune signification biologique.

c) Age des boues :

L'âge des boues 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.

Procèdes à faible charge ou très faible charge :

Ces procédés sont utilisés pour le traitement des effluents à caractère domestique dominant de petites et moyenne collectivités

Avantage :

- assure une bonne élimination de DBO_5
- les boues produites sont minéralisées
- résiste mieux aux fluctuations de charge polluante
- l'exploitation de telles stations est très simplifiée

Inconvénients :

- le temps de séjour dans le bassin
- les boues sont plus concentrées d'où la décantation dans le clarificateur est lente, il faut prévoir une surface plus importante.
- investissement coûteux
- le bassin d'aération, plus largement dimensionné
- nitrification très avancée (transformation de l'azote ammoniacale en nitrate)

Procédés à moyenne et forte charge :

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

Avantage :

- la dimension du bassin d'aération et du clarificateur est plus réduite (investissements moins coûteux)
- la consommation énergétique du poste aération est plus faible
- un temps de contact relativement court entre l'eau à épurer et les boues activées

Inconvénients :

- le rendement d'élimination de DBO_5 est plus faible
- la nitrification est incomplète ou difficile
- le bassin d'aération est précédé d'un décanteur primaire.

Le tableau IV.1 donne tous les paramètres de fonctionnement, selon, la charge dans le procédé « boues activées ». [8]

Tableau IV.2 : Caractéristiques des différents paramètres de dimensionnement des stations d'épuration par boues activées suivant la charge : ROQUES

Mode d'épuration paramètre	Forte charge (1)	Moyenne Charge (2)	Faible Charge (3)
C_m (kg DBO_5 /kg MVS)	≥ 1	0,2 à 0,5	0,1 à 0,2
C_v (kg DBO_5 /m ³)	1.5	0,55 à 1,5	0,3
t_s (heure)	1 à 3	3 à 6	6 à 18
Concentration des boues dans le bassin d'aération $C_b = C_v / C_m$ (kg/m ³)	2 à 3	3 à 6	4 à 5
Quantité de boue produite (kg de boue sèche/kg de DBO_5 éliminé)	≥ 0.5	0.3 à 0.5	0.1 à 0.2

Mode d'épuration paramètre	Forte charge (1)	Moyenne Charge (2)	Faible Charge (3)
Consommation de O ₂ (kg de O ₂ / kg de DBO ₅ éliminé)	2,3 à 0,8	0,8 à 1,2	1,2 à 1,5
Nitrification	Nulle	Début	Avancée
Rendement (%)	70 à 80	80	90
Boue produite	Très instable (traitement de boues obligatoire)	Instable	Plus ou moins stable

IV.5. Traitements tertiaires :

Les traitements tertiaires comprennent les procédés destinés à enlever les matières résiduelles non extraites lors des traitements précédents. Les principaux traitements tertiaires sont

IV.5.1. Déphosphatation (élimination de phosphore)

Le phosphore contenu dans les eaux usées d'origine domestique constitue un élément nutritif susceptible d'entraîner une croissance excessive d'organismes végétaux (algues, plantes aquatiques) et causer l'eutrophisation du milieu récepteur. Pour être enlevé des eaux usées, le phosphore doit être fixé à des solides qui pourront être séparés de l'effluent au moyen d'un processus physique. Donc son enlèvement se fait essentiellement par précipitation chimique ou par voie biologique.[24]

IV.5.2. Déphosphatation chimique

La déphosphatation au moyen d'ajout de produits chimiques pour la précipitation du phosphore est une application du traitement physico-chimique. Celui-ci est alors adapté en fonction de la chaîne de traitement à l'intérieur de laquelle il doit être intégré. Il s'agit d'une technologie largement éprouvée étant au Canada.

Ces techniques, les plus utilisées actuellement, éliminent entre 80 % et 90 % du phosphore, mais engendrent une importante production de boues. Elle consiste à provoquer

l'accumulation du phosphore dans les cultures bactériennes des boues. Ses mécanismes sont relativement complexes et leur rendement variable(en fonction notamment de la pollution carbonée et des nitrates présents dans les eaux usées). Le rendement moyen est d'environ 60 %. Dans les grosses installations d'épuration, ce procédé est souvent couplé à une déphosphoration physico- chimique, pour atteindre les niveaux de rejets requis.

IV.5.3. Déphosphatation biologique

Les connaissances sur les mécanismes de déphosphatation biologique ont beaucoup progressé au cours des dernières décennies. La mise en œuvre de ces mécanismes peut prendre plusieurs formes différentes. Elle fait appel à des connaissances spécialisées, tant pour la conception des installations que pour leur exploitation.

La plupart de ces procédés sont basés sur un traitement par culture en suspension ou boues activées avec une complexité additionnelle pour maintenir des conditions propices au développement de bactéries déphosphatantes. Ils nécessitent aussi une gestion appropriée des boues pour prévenir le retour du phosphore dans la chaîne liquide.

IV.5.4. Désinfection

IV.5.4.1. Lagunage tertiaire

Le lagunage tertiaire consiste à utiliser plusieurs lagunes appelées « lagunes de maturation». Elles sont de faibles profondeurs (entre 0,8 et 1,2m) et permettent une désinfection des eaux. En effet, grâce à une faible profondeur, le rayonnement UV réalise la désinfection. La présence d'algues aux pouvoirs germicides peut aussi participer à cette désinfection. La durée de temps de séjour est un facteur très important. Plus le temps de séjour est long et plus l'élimination des microorganismes est notable. Les bactéries pathogènes sont éliminées de 90 à 99 %. Par contre, l'élimination des virus est moins efficace. Il est nécessaire de surveiller le lagunage pour éviter toutes dégradations de la qualité à cause des développements d'algues et de végétaux ou à la présence d'animaux. [9]

Tableau IV.3 présente les avantages et les inconvénients du lagunage tertiaire

Tableau IV.3 : Avantages et inconvénients du lagunage tertiaire

<i>Avantages</i>	<i>Inconvénients</i>
- Sécurité par rapport au milieu récepteur - Efficacité de la désinfection correcte mais dépendante du temps de séjour - Pas de formation de sous-produits nocifs - Pas de besoin énergétique - Bonne intégration environnementale	- Risque de dégradation de la qualité physico-chimique et bactériologique du rejet lié à la formation d'algues et de végétaux flottants - Investissement important - Efficacité de la désinfection dépendante de plusieurs facteurs (ensoleillement, fientes d'oiseaux, ...) - Emprise foncière importante - Exploitation pouvant être contraignante (lentilles d'eau, ...)

source : CG29-DEE-SATEA, 2008

IV.5.4.2. Désinfection par chloration

La méthode la plus ancienne de désinfection est l'utilisation de chlore. Le chlore est injecté directement dans les eaux usées. Il peut être utilisé sous forme de chlore gazeux, hypochlorite de sodium et bioxyde de chlore. Cet oxydant très puissant permet l'élimination de la plupart des microorganismes pathogènes même à faible dose. En effet, il endommage les membranes des cellules. C'est une technique très facile à mettre en place et peu coûteuse. Toutefois, la désinfection des eaux usées par chloration peut avoir un impact négatif sur la faune et flore aquatique (toxicité du chlore résiduel). De plus, les réactions entre le chlore et les matières organiques restantes dans les eaux peuvent former des sous-produits organochlorés, parfois cancérigène. [26]

Pour éviter ces effets non désirés, une étape de déchloration est ajoutée. Elle consiste en l'ajout de bioxyde de soufre (SO_2). Le temps de réaction entre lui et le chlore résiduel est très rapide et permet de bloquer les effets toxiques vis-à-vis de la vie aquatique. Par contre, cette réaction fait diminuer la concentration en O_2 dissous, elle augmente les coûts et ne permet pas l'élimination des sous-produits potentiellement cancérigène. [26]

IV.5.4.3. Désinfection par l’ozone

L’ozone est un gaz oxydant très puissant, qui permet de dégrader la matière organique et d’éliminer les principales sources pathogènes présentes dans l’eau. En effet, son potentiel d’oxydation est de 2,07. Il est nettement supérieur à celui du chlore qui n’est que de 1,35. Il peut oxyder les bactéries et les virus. Les propriétés de l’ozone sont les suivantes, il est désinfectant, désodorisant, respectueux de l’environnement et purificateur.

La désinfection par l’ozone se déroule comme suit. L’eau en sortie de STEP est stockée dans une cuve tampon. Elle sera ensuite pompée pour passer à travers un ou plusieurs filtres à tamis pour ensuite être introduite dans une « chambre d’impact ». C’est dans cette chambre que sera injecté l’ozone. Un mélange parfait entre l’ozone et l’eau est alors réalisé. C’est un générateur d’ozone qui produit l’ozone nécessaire au traitement. Il n’y a pas d’utilisation de produits chimiques. Il faut juste de l’air et de l’électricité. Environ 10 g/h/m³ d’eau d’ozone est suffisant pour éliminer l’ensemble des pathogènes avec un temps d’exposition est d’une heure. A la sortie de ce traitement tertiaire, l’eau peut être rejetée dans le milieu naturel ou être réutilisée. [25]

Comparé aux autres traitements de désinfection, l’ozone est très performant et très efficace pour l’élimination des virus. Il a une très bonne efficacité sur l’inactivation des virus. Cependant il ne permet pas de détruire tous les micro-organismes présents dans l’eau, de plus, en raison du coût élevé de ce type de désinfection (équipements volumineux et cher) et la toxicité de l’ozone, il est actuellement peu utilisé.

IV.5.4.4. Désinfection par les ultraviolets

Le procédé d’ultraviolet se place à la suite d’un traitement secondaire du type boues activées plus clarificateur. Les rayonnements UV sont des ondes lumineuses de longueur d’onde comprise entre 100 et 400 nm. Leur pouvoir germicide dépend de la longueur d’onde émise. Ce sont les UV compris entre 200 et 280 nm qui sont les plus germicides. [16]

La source d’émission UV utilisée en désinfection est la lampe à vapeur de mercure. Il s’agit de lampes à arc électrique qui provoquent l’excitation des atomes de mercure, puis l’émission de radiations par retour à leur état fondamental. [10]

Les UV permettent donc d'éliminer les bactéries et les virus. Ils éliminent même les formes les plus résistantes comme les spores bactériennes ou les kystes. Des recherches ont montrés que les UV détruisaient 1,8 fois plus de spores de *Clostridium perfringens* que le chlore. La dose est alors définie par le produit de l'intensité UV par le temps d'exposition des germes aux rayonnements. L'efficacité de la désinfection par UV dépend des paramètres de fonctionnement et de la qualité de l'effluent [10]

Le tableau en Annexe 3, permet de comparer les quatre procédés d'élimination de pathogènes : lagunage, chloration, ozonation et ultraviolets.

IV.6. Traitement des boues

A l'issue des différentes étapes du traitement des eaux usées, les boues produites contiennent environ 95-99% d'eau. Le traitement des boues consiste donc tout d'abord à diminuer leur teneur en eau et à réduire de manière efficace leur charge polluante et fermentescible. Il s'agit de les préparer à une étape ultime de valorisation ou d'élimination. [11]

Il existe quatre principales techniques de traitement qui peuvent d'ailleurs être complémentaires : l'épaississement, la stabilisation (souvent associée à une hygiénisation), la déshydratation et le séchage. Ces techniques sont reprises une par une de manière synthétique dans les tableaux suivants avec leurs avantages et leurs inconvénients, les siccités atteintes et le type de station adapté à ces techniques.

IV.6.1. Épaississement

L'épaississement est généralement la première étape du traitement des boues. Il s'agit d'un procédé simple, consommant peu d'énergie. Il sert principalement à réduire le volume des boues brutes et constitue une étape préalable aux traitements suivants. Le taux de siccité obtenue peut atteindre jusqu'à 10% de matière sèche. Quelle que soit la technique utilisée, l'eau récupérée doit être recyclée en tête de station

Le tableau IV.4 présente les différentes techniques d'épaississement des boues avec leurs avantages et leurs inconvénients

Tableau IV.4 : Différentes techniques d'épaississement des boues - avantages et inconvénients, siccités obtenues et types de stations adaptées.

Traitement			Avantages	Inconvénients	Siccité atteinte	Station adaptée
Épaississement	Gravitaire	décantation + drainage	- exploitation simple et peu couteuse	- faible performance avec les boues biologiques - temps de séjour très long	2-10%	toutes stations
	Dynamique	égouttage (drainage)	- simple et efficace - peu coûteux - technique d'épaississement la plus performante	-	4,5-6%	petite ¹ et moyenne station ²
		flottation	- bien adapté aux boues biologiques - rapide	- forte demande énergétique - investissement élevé - fonctionnement délicat	3,5-5%	grande ³ station

1 Petite station < 2000 EH, 2 Moyenne station : 2 000-10 000EH, 3 Grande station : 10 000-100 000EH

IV.6.3. Stabilisation et hygiénisation

La stabilisation consiste à réduire au maximum l'activité biologique de dégradation des boues et plus particulièrement leur fermentation. Elle réduit fortement la masse bactérienne et par la même nuisance olfactive, les émissions de méthane, les risques de lixiviation et la demande biologique en oxygène (DBO₅).

L'hygiénisation est quant à elle, destinée à réduire la présence d'agents pathogènes dans les boues afin d'éviter une contamination éventuelle dans le cas d'une utilisation pour la valorisation d'un écosystème (épandage ou re-végétation par exemple) ou dans le cas d'épandage sur des cultures sensibles. Ces deux étapes peuvent être assurées de manière biologique ou chimique.

Le tableau IV.5 présente les différentes techniques de stabilisation et d'hygiénisation des boues ainsi que leurs avantages et leurs inconvénients

Tableau IV.5 : Différentes techniques de stabilisation et d'hygiénisation des boues, leurs avantages et inconvénients, siccités obtenues et types de stations adaptées.

Traitement			Avantages	Inconvénients	Siccité atteinte *	Station adaptée
Stabilisation	Hygiénisation	Chimique	à la chaux	-augmentation du pH des boues (>12) -réduction de la contamination fécale et des germes d'origine fécale -pas d'odeur indésirable, augmentation de la siccité et de la valeur agronomique - transport et stockage des boues facilités	- manipulation délicate (chaux vive le plus souvent) 25-35%	-
			aux nitrites	-efficacité contre la plupart des germes fécaux -augmentation de la siccité et - fertilité -réaction rapide	-	petite station
	Biologique		digestion aérobie : compostage	-siccité atteinte élevée -pH neutre, produit stable - transport et stockage des - boues facilités	35-70%	moyenne et grosse station ¹
			digestion anaérobie : méthanisation	-réduction jusqu'à 1/2 de volume -facile à transporter et à stocker -production de biogaz	- pas efficace pour élimination des germes pathogènes 20-30%	grande station

		Traitement	Avantages	Inconvénients	Siccité atteinte *	Station adaptée
		stabilisation aérobie thermophile (SAT)	-solution alternative à la méthanisation -faible temps de séjour -investissement faible -boues utilisables directement en épandage -nuisance olfactive réduite	- moins performant que la méthanisation - consommateur d'énergie en comparaison à la méthanisation	22%	tout type de station

¹ Grosse station : >100 000 EH

* siccité atteinte sous réserve d'avoir une déshydratation mécanique en amont

IV.6.3.Déshydratation

La déshydratation constitue la seconde étape de réduction du volume des boues sur les boues épaissies, stabilisées ou non, afin d'obtenir une siccité plus poussée (en moyenne comprise entre 20% et 30% selon la nature des boues) ; elle conditionne le choix de la filière de valorisation ou d'élimination finale.

La déshydratation présente plusieurs avantages : elle facilite le stockage et réduit le cout du transport. Elle améliore par ailleurs la stabilisation des boues et facilite leur utilisation en agriculture

Le tableau IV.6 présente les différentes techniques de déshydratation des boues ainsi que leurs avantages et leurs inconvénients

Tableau IV.6 : Différentes techniques de déshydratation des boues - avantages et inconvénients, siccités obtenues et types de stations adaptées.

Traitement		Avantages	Inconvénients	Siccité atteinte	Station adaptée	
Déshydratation	centrifugation	-en continu -totalement automatisé, fermé, donc plus compact que le filtre presse -adapté aux moyennes stations	- coût élevé - nécessité d'un contrôle de la nature de boues	20% (jusque 30% si postchaulage)	tout type de station	
	Filtre presse	à bande	-lavage régulier -performante pour boues biologiques -grande productivité -fonctionnement continu	- incapacité de traiter les boues fibreuses	25%	petite et moyenne station (technique abandonnée)
		à plateaux	- entretien limité - tout type de boues (préalablement épaissies)	-inadapté pour les boues collantes - investissement élevé -automatisation impossible	>30%	grande station
		à membrane	- augmentation de siccité par rapport au filtre à plateaux - 40% de productivité en plus que le filtre à plateaux	-	-	peu répandu
		à vis	- bien adapté aux boues fibreuses - en continu - peu d'entretien	- siccité limitée	20%	peu répandue

IV.6.4. Séchage

Le séchage est une opération unitaire du traitement des boues consistant à évaporer l'eau dans les boues traitées. Le séchage thermique vient obligatoirement après une étape de déshydratation, mais la technique du lit de séchage ne nécessite pas de déshydratation préalable

Le tableau IV.7 présente Différentes techniques de séchage des boues, leurs avantages et inconvénients, ainsi que la siccité obtenue et types de stations adaptées

Tableau IV.7 : Différentes techniques de séchage des boues - avantages et inconvénients, siccités obtenues et types de stations adaptées

Traitement			Avantages	Inconvénients	Siccité atteinte	Station adaptée
Séchage	Lit de séchage	solaire	- séchage rapide pour une quantité importante, forte réduction des volumes à gérer - hygiénisation des boues par la chaleur	-demande en surface importante -nuisance olfactive	60-80%	moyenne station
		lagune de séchage	- procédé rustique et peu onéreux	- temps de séjour très long (1-3 ans) - risque de contamination de la nappe - grande surface	10-40%	
		au sable	-siccité atteinte élevée - réduction de volumes importante -procédé rustique et peu onéreux	- nécessité d'une surveillance rigoureuse	≤60%	petite station
		à macrophyte	- boues prélevées directement du bassin de STEP - temps de séjour d'environ 28 jours	-	10-20%	petite et moyenne station

Traitement		Avantages	Inconvénients	Siccité atteinte	Station adaptée
Thermique	indirect (total)	-bonne élimination des microorganismes -pas d'odeur indésirable	-coût très élevé -consommateur d'énergie	90-95%	
	direct (partiel)		-difficultés d'exploitation liées à l'entretien (arrêt) du sécheur	<70%	

IV.7. Conclusion

Dans Toutes les stations d'épuration, le but principal est de protéger le milieu naturel en rejetant une eau propre quel que soit le procédé d'épuration utilisé.

La station d'épuration de notre étude utilise le procédé d'épuration par boues activées, ce dernier est le plus répandu dans le monde à condition de l'exploiter correctement, il offre des performances notables pour l'élimination de la pollution carbonée, azotée voire phosphorée grâce à la biomasse libre dans les bassins.

Chapitre V :
Diagnostic de la
station d'épuration

V.1. Introduction

Toute step nécessite surveillance attentive, l'entretien ne se limite pas seulement au nettoyage des installations, mais aussi au control de la performance des appareils et de la qualité de traitement dans l'ensemble. Pour cela on recommande un diagnostic de la step à fin de déterminer les différents dysfonctionnements

V.2. Identification des dysfonctionnements des ouvrages :

V.2.1. Déversoir d'orage

DEVRSOIR D'ORAGE	ÉTAT
	• Lame déversante Détériorée. • Manque d'une vanne murale. • Manque d'un préleveur d'échantillon. • Dépôt de sable.
LES REMEDES	
• La mise en état de la lame déversante. • La mise en place d'un préleveur d'échantillon. • Nettoyage total de l'ouvrage pour enlever le dépôt de sable. • La mise en place d'une vanne murale manuelle.	

V.2.2. Dégrillage

DÉGRILLAGE GROSSIER	ÉTAT
	• Accumulation des déchets qui a causé un colmatage de la grille.
DEGRILLAGE MOYEN	ÉTAT
	• Le dégrilleur automatique ne fonctionne pas, il est en panne. • Manque des vannes murales. • Dégrilleur manuel en bon état.
LES REMEDES	
• Nettoyage du dégrilleur grossier. • La mise en état du dégrilleur automatique. • La mise en place des vannes murales dans les deux dégrilleur automatique et manuel pour le réglage du débit	

V.2.3. Poste de relevage

POSTE DE RELEVAGE	ÉTAT
	• Une pompe dont la roue est érodée à cause du frottement des particules de sables • Les deux autres pompes sont en bon état
LES REMEDES	
• Remplacement d'une nouvelle roue	

V.2.4. Dessableur – déshuileur

DESSABLEUR – DÉSHUILEUR	ÉTAT
	• Conduite d'aspiration du sable colmatée. • La Pompe à sable n'est plus en service. • Dessableur-Deshuileur en panne d'où accumulation de sable dans le compartiment prétraitement • Absence d'un classificateur de sable
LES REMEDES	
• Curage des conduites d'aspiration de sable • La remise en place de la pompe à sable • Vidange puis nettoyage et extraction de sable accumulé au fond de l'ouvrage • La mise en place d'un classificateur de sable	

V.2.5. Bassin biologique

BASSIN BIOLOGIQUE	ÉTAT
	• Fissurations superficielles du béton au niveau des piliers de la deuxième chaîne de traitement • L'hélice du 3ème aérateur cassée d'où l'aérateur ne fonctionne pas correctement • Câble d'électricité coupé qui a mis en Arrêt l'aérateur de surface • Boîte de commande en arrêt
LES REMEDES	
• Un revêtement de l'ouvrage au niveau des fissurations est nécessaire. • Remplacement d'une nouvelle hélice. • La réparation du câble d'électricité. • la mise en service de la boîte de commande.	

V.2.6. Poste de recirculation

POSTE DE RECIRCULATION	ÉTAT
	• mauvais état des vis d'Archimède à cause de la corrosion • Pompes à boues en bon état • Absence d'une pompe de secours
LES REMEDES	
• La remise en état des vis d'Archimède • La mise en place d'une pompe de secours	

V.2.7. Clarificateur

CLARIFICATEUR	ÉTAT
	• lame déversante non calée • Pont-racleur ne fonctionne pas • Une discontinuité de la lame déversante
LES REMEDES	
• Calage de la lame déversante pour un déversement équilibré de l'eau épurée • La remise en état du pont racleur pour une meilleure extraction des boues • Fourniture et montage d'une nouvelle lame déversante	

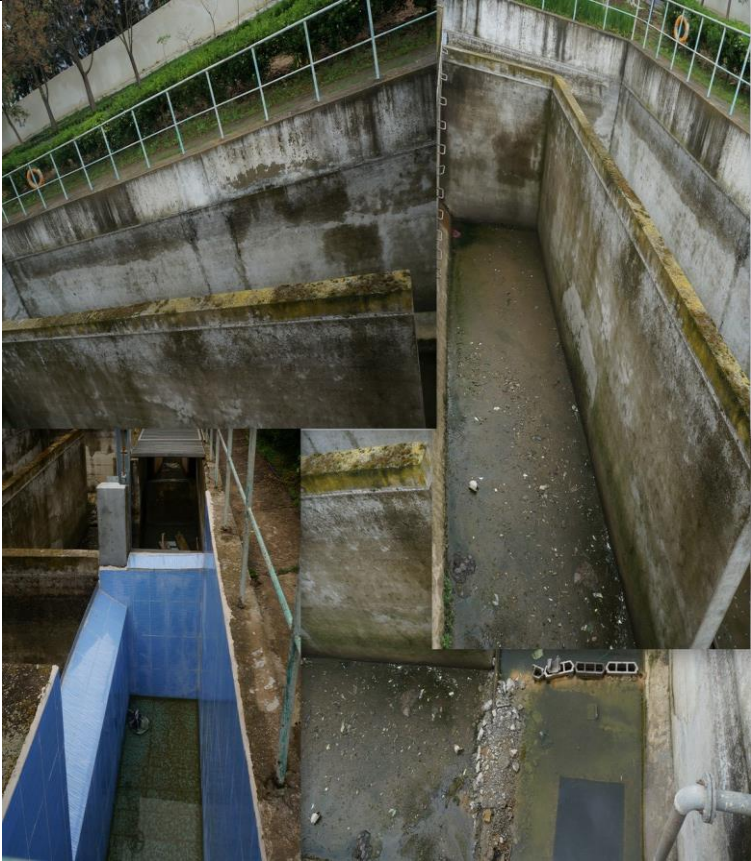
V.2.8. Épaississeur

ÉPAISSISSEUR	ÉTAT
	• Présence de deux fuites dans le béton La première c'est à 2 m du sol et la deuxième à 3 m du sol La cause est la mauvaise construction de l'ouvrage
LES REMEDES	
• Faire un revêtement d'étanchéité a double parois au niveau des deux fuites pour empêcher l'infiltration du liquide à l'extérieur • Refaire un revêtement total de l'ouvrage	

V.2.9. Lits de séchage

LIT DE SÉCHAGE	ÉTAT
	• Couche de drainage endommagé, la couche supérieure du sable est enlevée avec l'extraction des boues
LES REMEDES	
• La mise en état du drain en remplaçant la couche du sable extraite	

V.2.10. Bassin de chloration

BASSIN DE CHLORATION	ÉTAT
	• Le bassin ne travaille pas pour la désinfection car la chloration a été interdite à cause de son effet secondaire sur la faune et la flore • Absence d'un préleveur d'échantillon à la sortie de la station • Débitmètre ne fonctionne pas
LES REMEDES	
• La mise en place d'un préleveur d'échantillon • La mise en marche du débit mètre	

V.2.11. Laboratoire d'analyse

LABORATOIRE D'ANALYSE	État
	• La chambre d'analyse est très petite. • Manque de matériels et produits d'analyse.
LES REMEDES	
• Faire une extension de laboratoire. • Équiper le laboratoire par tous les produits et le matériel nécessaire pour pouvoir faire toutes les analyses sur place.	

V.3. État des stations de relevage

Le tableau V.1 montre l'état des stations de relevage de la cille de LAKHDARIA

Tableau V.1 : État des stations de relevage de la ville de LAKHDARIA

Zone	Unité	SR	Date de l'arrêt	Motifs de l'arrêt	Impact de l'arrêt	Actions entreprises pour la remise en état de la SR	Date prévisionnelle de remise en service
Tizi Ouzou	Bouira	SR 01 El Merdja Lakhdaria	Depuis 2007	les 03 pompes sont en panne	- Déversement des eaux usées vers l'oued	-la remise en service des pompes fournies par la DRE	2017
		SR 02 La Gare Lakhdaria	Depuis 2009	les 03 pompes sont en panne	-Stagnation des eaux usées en aval de la SR	- la remise en service des pompes fournies par la DRE	2017
		SR 03 El Kouir Lakhdaria	Depuis 2007	Pompes et Armoire électrique à l'arrêt	- Déversement des eaux usées vers l'oued	- la remise en service de l'armoire électrique ainsi que les pompes fournies par la DRE	2017
		SR 04 Tala N'djir Lakhdaria	Depuis 2007	pompes en panne	- Déversement des eaux usées vers l'oued	- la remise en service des pompes fournies par la DRE	2017

Après l'arrêt des quatre stations de relevage de la ville la step traite qu'une partie des eaux usées qui parviennent gravitairement, par conséquent les quatre stations de relevage by pass leur eaux directement vers l'oued

V.4. Bilan de la STEP Année 2015

Le tableau V.2 montre le bilan de l'année 2015 de la station d'épuration de LAKHDARIA

Tableau V.2 : bilan de l'année 2015 de la station d'épuration de LAKHDARIA

MOIS	Débit moyen entrant (m3/j)	Volume d'eau brute (m3)	Volume d'eau épurée (m3)	Débit max. (m3/j)	Débit min (m3/j)	Taux d'utilisation des capacités installées (%)	Nbr de jours by-passés
MAI	666,6	22165,6	19949,04	1859,55	23,1	50	0
JUIN	837,76	25132,8	22619,52	1963,5	935,55	50	13
JUILLET	155,2	4811,21	4330,08	1333,38	0	50	27
AOUT	1343,65	41653,15	37487,83	1959,65	833,52	50	0
SEPTEMBRE	1130,97	32798,15	29518,34	2002	372,48	50	0
OCTOBRE	1331,73	41283,91	37155,51	2171,4	0	50	0
NOVEMBRE	1408,68	42260,4	38043,36	2175,25	790,53	50	0
DECEMBRE	1487,88	46124,28	41511,85	2236,85	904,75	50	0
MOYENNE	1045,31	31842,30	29104,01	2236,85	0	50	

Source : service technique de la step de LAKHDARIA, 2016

Interprétation

A partir de ce bilan on remarque que le débit moyen annuel (année 2015) qui rentre dans la step représente le 10% du débit nominale qui est de 10642 m³ cela explique le taux d'utilisation des capacités installées qui est de 50%.

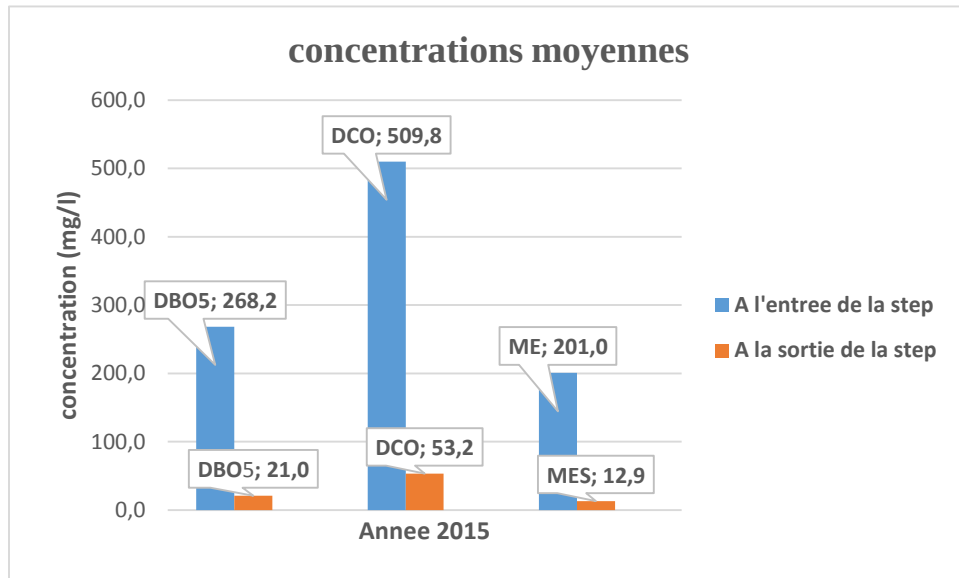
V.5. Bilan des charges et rendement épuratoire pour l'année 2015

Le tableau V. 3 présente le bilan des charges et rendement épuratoire de la station d'épuration de LAKHDARIA

Tableau V.3 : Bilan des charges et rendement épuratoire de la station d'épuration de LAKHDARIA

Mois	débit moyen traité (m3/j)	MOYENNE DES CONCENTRATIONS ENTRANTE (mg/l)			Équivalent Habitant reçu	MOYENNE DES CONCENTRAIONS REJETEES (mg/l)			RENDEMENTS MOYEN (%)		
		DBO5	DCO	MES		DBO5	DCO	MES	DBO5	DCO	MES
Janvier	1202,75	248	405,4	153,6	5856	16,2	29,6	1,2	93,5	92,7	99,2
Février	1162,75	287,75	631,5	203,25	15523	26,2	51,5	5,2	90,9	91,8	97,4
Mars	945,11	239,5	584,7	372,75	7876	14,5	45	5,2	93,9	92,3	98,6
Avril	818,12	262	578	220	6818	10,76	30,33	2	95,9	94,8	99,1
Mai	666,6	225	491,5	144	5555	47,5	55	22	78,9	88,8	84,7
Juin	837,76	250	420	155	6981	36,6	45	12,3	85,4	89,3	92,1
Juillet	755,2	268	512	153	1293	24,5	34,6	9,4	90,9	93,2	93,9
Août	1343,65	213	598	170	11197	41	60	33	80,8	90,0	80,6
Septembre	1130,97	230	585	255	9425	15	77	32,5	93,5	86,8	87,3
Octobre	1331,73	320	420	263,5	11098	14	55,5	20,5	95,6	86,8	92,2
Novembre	1408,68	260	410	125	11739	2,66	51,33	5	99,0	87,5	96,0
Décembre	1487,88	415	482	197	12399	2,5	103,5	6,5	99,4	78,5	96,7
Valeur moy annuelle	1090,9	268,2	509,8	201	9091	35*	120*	35*	91,5	89,4	93,1
Référence Nominale	10642*				88000*	Exigences réglementaires					

La figure V.1 présente l'histogramme des concentrations moyenne de DBO5, DCO et MES de l'année 2015



FigureV.1 : histogramme des concentrations moyenne de DBO5, DCO et MES (année 2015)

Interprétation

On constate d'après ses résultats que la concentration moyenne des paramètres (DBO5, DCO, MES) et le débit moyen a traité représente environ 9000 EqH (soit le un dixième de la capacité nominale qui est de 88000 EqH) cela est dû au fait que les quatre stations de relevage de la ville sont à l'arrêt depuis l'année 2007

Les rendements épuratoires de la station d'épuration en moyennes annuelle sont les suivants :

- **DBO₅ de 91.5%**
- **DCO de 89.4%**
- **MES de 93.1%**

Ses résultats sont témoins d'un bon système de traitement des effluents résiduels de la ville de LAKHDARIA

V.6. Les autres paramètres de l'auto-surveillance

Le tableau V.4 valeurs moyennes de quelques paramètres d'auto-surveillance de la station d'épuration de LAKHDARIA

Tableau V.4 : valeurs moyennes de quelques paramètres d'auto-surveillance de la station d'épuration de LAKHDARIA

paramètres	valeurs moyenne	
	à l'entrée	à la sortie
NTK (mg/l)	28	25,1
PT (mg/l)	6,3	4,5
conductivité ($\mu\text{s/s}$)	1560	1320
température (hiver) °C	10	10
température (été) °C	25	25
PH	7,5	7,5

Source : step LAKHDARIA, 2016

Interprétation

Les résultats de ce tableau indiquent que les paramètres à la sortie de la step sont conformes à la norme de rejet des eaux épurées

V.7. Bilan de débit

Dans le but de vérifier la capacité de la step lors de la marche des quatre stations de relevage on a fait un bilan de débit théorique de la step.

Rappelons que la step a été dimensionnée pour l'année 2014, donc théoriquement la step sera en surcharge après l'année 2014

Pour cela on a vérifié le nombre d'habitants pour l'année 2017 après la marche des quatre stations de relevage de la ville pour vérifier le débit entrant

Finalement on constate que le nombre d'habitants a augmenté ce qui a fait que le débit entrant à la step va augmenter $11072\text{ m}^3/\text{j}$ cela dépasse la capacité de la step qui est de $10642\text{ m}^3/\text{j}$

Le tableau V.5 présente le bilan du débit pour l'année 2014-2017

Tableau V.5 : bilan du débit année 2014-2017

	année 2014	année 2017
nombre d'habitant	65692	68346
débit d'eau usée entrant à la step m3/j	10642	11072
l'équivalent habitant	88000	92267

Source : service technique de la step LAKHDARIA, 2016

D'après les données de ce tableau on peut dire que la station d'épuration nécessite une augmentation de sa capacité pour pouvoir prendre en charge le débit entrant qu'elle va recevoir après la marche des quatre stations de relevage.

Conclusion

Dans ce chapitre on a pu identifier et cite les différents dysfonctionnements que rencontre la step du côté des ouvrages et équipements ainsi que le processus de traitement

On a proposé des remèdes pour les équipements qui étaient à l'arrêt soit à cause du vieillissement soit à cause des pannes non réglées,

Le processus de traitement a un bon rendement épuratoire arrivant à 91%

La capacité de la station arrivera à sa limite maximale lorsque les quatre stations de relevages seront en marche (prévu pour l'année 2017)

Dans le chapitre suivant on va trouver les solutions afin d'augmenter la capacité de la station pour le court et le moyen terme.

Chapitre VI :
Réhabilitation de la
station d'épuration

VI.1. Introduction

L'étude du diagnostic nous conduits à passer par une étape importante dans ce projet, c'est la réhabilitation, cette dernière consiste à trouver les solutions qui résoudront et mettront à niveau tous les dysfonctionnements de la station, dans ce chapitre on va régler le problème de la surcharge de traitement avant de devenir un véritable alea dans le futur.

VI.2. Solutions à proposer

- **Construction d'une nouvelle station d'épuration**
- **Faire une extension de la station d'épuration existante**

VI.3. Étude des solutions

VI.3.1. Première solution

La construction d'une nouvelle station d'épuration, consiste à vérifier les critères suivants

- Disponibilité de terrain d'assiette
- La nature juridique du terrain
- Itinéraire des collecteur et conduites d'amener
- Impact sur l'environnement immédiat

Cette solution nécessite de trouver une grande surface de terrain et qui sera pas loin de la ville ainsi de trouver un milieu de rejet le plus proche de la station

L'avantage de cette solution est de mettre à niveau une nouvelle station d'épuration qui va répondre aux besoins de la ville dans le moyen et le long terme ainsi que la possibilité d'utiliser les nouvelles techniques d'épuration

Les inconvénients de Cette solution c'est la durée de temps qu'on va mettre pour trouver le terrain adéquat et vérifier tous les critères pour la conception, on a aussi le cout élevé de la construction de la station ainsi que son exploitation

VI.3.2. Deuxième solution

Cette deuxième solution consiste à faire une extension de la station d'épuration à fin de répondre au besoin de la ville au moyen terme

L'avantage majeur de cette solution est la disponibilité du terrain dans la même station,

L'inconvénient c'est la limite d'utilisation de nouvelle technologie pour la STEP à cause de la limite d'espace.

VI.4. Choix des solutions

D'après l'étude des solutions qu'on vient de faire on opte pour la deuxième solution qui consiste à faire une extension de la station actuelle car le terrain est disponible ainsi que le cout est moins chers en comparant avec la première solution.

Notons que la surface prévue pour l'extension est de 1ha.

VI.5. Extension de la station d'épuration

VI.5.1. Données de base de la station

Les caractéristiques principales de la STEP à l'horizon 2036 sont présentées dans le (tableau VI.1) :

Tableau VI.1 : caractéristiques de la station à l'horizon 2036

caractéristiques de la STEP à l'horizon 2036	
année	2036
N hab	101359
Qusee (m3/j)	12163
Qequi (m3/j)	4257
Q usee total (m3/j)	16420,2
Qpluvial (m3/j)	32840
EqH	136835

(STEP LAKHDARIA, 2016)

VI.5.2. Estimation des charges hydrauliques et charges polluantes

VI.5.2.1. Charges hydraulique

a- Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est donne par la formule suivante

$$Q_{\text{moy.h}} = Q_{\text{moy j}} / 24 \dots\dots\dots(\text{VI.1})$$

Avec

↪ $Q_{\text{moy.h}}$: Débit moyen horaire des eaux usées (m³/h)

↪ $Q_{\text{moy j}}$: Débit moyen journalier des eaux usées (m³/j)

$$Q_{\text{moy.h}} = 16420,2 / 24 = 684.175 \text{ m}^3/\text{h}$$

$Q_{\text{moy.h}} = 684.175 \text{ m}^3/\text{h}$

b- Debit moyen diurne

Le débit diurne est donne par la formule suivante

$$Q_d = Q_{\text{moy j}} / 16 \dots\dots\dots(\text{VI.2})$$

Avec

↪ $Q_{\text{moy j}}$: Débit moyen journalier des eaux usées (m³/j)

$$Q_d = 16420,2 / 16 = 1026.26 \text{ m}^3/\text{h}$$

$Q_d = 1026.26 \text{ m}^3/\text{h}$

c- Débit de pointe par temps sec

Le débit de pointe est donné par la formule suivante

$$Q_{\text{p sec}} = Q_{\text{moy j}} * C_p \dots\dots\dots(\text{VI.3})$$

Avec

↪ $Q_{\text{moy j}}$: Débit moyen journalier des eaux usées (l/s)

↪ C_p : coefficient de pointe

$$\text{Si } Q_{\text{moy j}} > 2.8 \text{ l/s} \quad C_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{\text{moy j}}}}$$

Si $Q_{moyj} < 2.8 \text{ l/s}$ $C_p = 3$

On a $Q_{moyj} = 190.05 \text{ l/s}$

$$C_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moyj}}} \rightarrow C_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{190.05}} \rightarrow C_p = 1.68$$

$$C_p = 1.68$$

$$Q_{p \text{ sec}} = 190.05 * 1.68 = 319.54 \text{ l/s}$$

$$Q_{p \text{ sec}} = 1150 \text{ m}^3/\text{h}$$

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

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

$$Q_{ptp} = (2 \div 5) Q_{pts} \dots \dots \dots (VI.4)$$

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

$$\text{Donc } Q_{ptp} = 1150 * 2 = 2300 \text{ m}^3/\text{h}$$

Il conviendrait de préciser que le réseau d'assainissement de notre zone d'étude est unitaire. Les ouvrages d'épuration seront donc dimensionnés sur

la base d'un débit maximum (Q_{ptp}) estimé à : $Q_{ptp} = 2300 \text{ m}^3/\text{h}$

$$Q_{pp} = 2300 \text{ m}^3/\text{h}$$

Remarque

On a choisi la dilution de 2, parce que la pluviométrie de notre zone est faible.

VI.5.2.2. Charges polluantes

Le tableau VI.2 résume toutes les charges polluantes

Tableau VI.2 : charges polluantes à l'entrée de la step de LAKHDARIA

Charges polluantes (Kg/j)		
DBO5	DCO	MES
[BDO]=270mg/l	[DCO]=650mg/l	[MVS]=350mg/l
4433,4 kg/j	10673 kg/j	5747 kg/j

(Source : ONA Bouira, 2016)

Le récapitulatif des différents paramètres hydrauliques et polluantes sont présenté dans le tableau VI.3 suivant

Tableau VI.3 : récapitulatif des différents paramètres hydrauliques et polluants à l'horizon 2036

Paramètres	Unité	horizon 2036
Capacité	EqH	136835
charges hydrauliques		
Journalière	m ³ /j	16420,2
moyen horaire	m ³ /h	684.175
moyen diurne	m ³ /h	1026.26
coefficient de pointe		1.68
pointe horaire en temps sec	m ³ /h	1150
pointe horaire en temps de pluie	m ³ /h	2300
charges polluantes (Kg/j)		
DBO5		
[DBO]	mg/l	270
charge journalière	Kg/j	4433,4
DCO		
[DCO]	mg/l	650
charge journalière	Kg/j	10673
MES		
[MES]	mg/l	350
charge journalière	Kg/j	5747

Le tableau IV.4 présente les différents paramètres de dimensionnement pour l'extension

Les paramètres sont calculés de la même façon que précédemment

Le tableau IV.4 : Différents paramètres de dimensionnement pour l'extension

Paramètres	Unité	Extension
Capacité	EqH	49900
charges hydrauliques		
Journalière	m ³ /j	5773.15
moyen horaire	m ³ /h	240.55
pointe horaire en temps sec	m ³ /h	385

pointe horaire en temps de pluie	m ³ /h	770
charges polluantes (Kg/j)		
DBO5		
[BDO]	mg/l	270
charge journalière	Kg/j	1558.75
DCO		
[DCO]	mg/l	650
charge journalière	Kg/j	3752.5
MES		
[MES]	mg/l	350
charge journalière	Kg/j	2020.6

VI.5.3. Dimensionnement

VI.5.3.1. Prétraitement

Les ouvrages de prétraitement dégrilleur, dessableur- déshuileur étaient dimensionner directement pour la phase d'extension c'est à dire qu'ils peuvent traiter les eaux jusqu'à un débit de 1150m³/h qui est prévus pour l'année 2036

On calcul seulement la matière éliminer dans le bassin pour l'année 2036

a- Débit d'air a insufflé dans le bassin

On a $q_{air} = Q_{pp} * V$ (VI.5)

Avec

↪ V : le volume d'air à injecter (m³). On prend V= 1.5 m³ d'air/m³d'eau

↪ Q_{pts} : débit de point au temps de pluie

Donc $q_{air} = 1368.35 * 1.5 = 2052.5 \text{ m}^3 \text{ d'air /h}$

$q_{air} = 2052.5 \text{ m}^3 \text{ d'air /h}$

b- Calcul des matières éliminées dans le bassin

Le dessableur permet d'éliminer 70% de la matière minérale en suspension

(MMS) qui représente 30% de la matière minérale en suspension (MES) pour un effluent urbain.

$$\text{MES} = 30\% \text{ MMS} + 70\% \text{ MVS} \dots \dots \dots (\text{VI.6})$$

On a : MVS=5747 kg/j

⇒ **Quantité de matière volatile en suspension MVS à l'entrée du dessableur**

$$\text{MVS}_e = 70\% \text{ MES} = 0.7 \times 5747 = 4022.9 \text{ kg/j}$$

⇒ **Quantité de MMS à l'entrée du dessableur**

$$\text{MMS}_e = 30\% \text{ MES} = 0.3 \times 5810 = 1724.1 \text{ Kg/j.}$$

⇒ **Quantité de MMS éliminée**

$$\text{MMS}_{\text{éliminée}} = 0.7 \text{ MMS} = 0.7 \times 1724.1 = 1206.87 \text{ Kg/j}$$

⇒ **Quantité de MMS à la sortie du dessableur**

$$\text{MMS}_s = \text{MMS}_e - \text{MMS}_{\text{éliminée}} = 1724.1 - 1206.87 = 517.23 \text{ Kg/j}$$

⇒ **Quantité de MES à la sortie du dessableur**

$$\text{MES}_s = \text{MVSe} + \text{MMS}_s = 517.23 + 4022.9 = 4540.13 \text{ Kg/j}$$

Le tableau VI.5 résume les données de base du dessableur –deshuileur

Tableau VI.5 : données de base de l'ouvrage dessableur –déshuileur

Désignation	Unités	Horizon 2036
débit de pointe en temps sec	m ³ /s	1150
Surface horizontale (Sh)	m ²	28.8
Volume (V)	m ³	82.8
Hauteur (H)	M	4
Largeur	M	4
Longueur	M	7.2
Temps de séjour	Min	10
Quantité d'air à injecter (q _{air})	m ³ d'air/h	2052.5
Matières minérales en suspension totales (MMS)	Kg/j	1724.1
Matières minérales en suspension éliminées	Kg/j	1206.87
Matières minérales en suspension restantes	Kg/j	517.23
Matières volatiles en suspension totales	Kg/j	4022.9
Matières en suspension restantes	Kg/j	4540.13

VI.5.3.2. Traitement biologique

Le traitement biologique est réalisé pour les ouvrages suivants

- Bassin d'aération
- Bassin de décantation

On calcule les paramètres suivants

1) Bassin d'aération

Le bassin d'aération dont on dispose a une forme rectangulaire des dimensions $(L \times l \times H)$ La concentration en DBO est : $[DBO_5] = 270 \text{ mg/l}$

a- Volume de bassin d'aération

$$C_v = L_0 / V \dots\dots\dots(VI.7)$$

Avec :

↪ C_v : la charge volumique $((\text{kg DBO}_5 / \text{m}^3 \cdot \text{j}))$, on a pris $C_v = 0.3 (\text{kg DBO}_5 / \text{m}^3 \cdot \text{j})$;

↪ L_{0e} : La charge polluante en DBO_5 à l'entrée du bassin d'aération de l'extension :

$$L_{0e} = 1558.75 \text{ Kg/j}$$

$$\text{Donc : } V = L_0 / C_v = 1558.75 / 0.3 = 5375 \text{ m}^3 \implies$$

$$V = 5375 \text{ m}^3$$

b- Calcul de surface unitaire horizontale de chaque bassin

La hauteur de bassin est généralement prise entre 3 et 5m, Dans notre travail, on va la prendre 4.2m

La hauteur de revanche du bassin doit être $H_r > 0.8\text{m}$, dans notre cas on prend $H_r = 0.8 \text{ m}$

Donc :

$$S_h = 5375 / 4.2 = 1279.76 \text{ m}^2$$



$$S_h = 1279.76 \text{ m}^2$$

c- Calcul des côtés du bassin

$$S_h = L \times l = 1279.76 \text{ m}^2 \rightarrow L = 58$$

$$l = 22.5 \text{ m}$$

$$L = 58 \text{ m}$$

$$l = 22.5 \text{ m}$$

d- Calcul de la masse totale des boues dans le bassin (X_t)

Elle est donnée par la formule suivante :

$$X_t = L_0 / C_m \dots \dots \dots (VI.8)$$

Avec :

↳ C_m : Charge massique (kg DBO5/ kg MVS/j). $C_m = 0.1$ Kg DBO5/ kg MVS/j

↳ L_0 : charge polluante à l'entrée du bassin (sans décantation primaire) (kg DBO5/j).

$$L_0 = 1558.75 \text{ kg/j}$$

Donc $X_t = 15587.5 \text{ kg}$

$X_t = 15587.5 \text{ Kg}$

e- Calcul de la concentration des dans le bassin [X_a]

$$[X_a] = X_t / V \dots \dots \dots (VI.9)$$

Avec :

↳ X_a : masse totale des boues dans le bassin (Kg) ;

↳ V : Volume du bassin (m^3) ;

↳ $[X_a]$: concentration des boues dans le bassin

(Kg/ m^3).

$[X_a] = 2.9 \text{ Kg/m}^3$

$$[X_a] = 15587.5 / 5357 = 2.9 \text{ Kg/m}^3$$

f- Calcul du temps de séjour

$$T_s = V / Q \dots \dots \dots (VI.10)$$

Avec :

↳ Q : Le débit entrant à la station (m^3/h) ;

↳ V : Volume du bassin (m^3) ;

↳ T_s : temps de séjour (heure)

Pour le débit de pointe au temps de pluie

$$T_s = V / Q_{\text{moy j}} = 11.17 \text{ heure}$$

$T_{s \text{ moy j}} = 11.17 \text{ heure}$

Pour le débit de pointe au temps sec

$$T_s = V / Q_{\text{moy j}} = 14 \text{ heure}$$

$T_{s \text{ pt}} = 14 \text{ heure}$

g- Calcul de la charge polluante à la sortie

La charge polluante à la sortie à une concentration conforme aux normes de rejets fixées à 30 mg/l de DBO₅.

$$L_f = [DBO_5]_f \cdot Q_{\text{moy j}} \dots\dots\dots(VI.11)$$

Avec

↳ $Q_{\text{moy j}}$: Débit moyen journalier de la station (m³/j)

↳ $[DBO_5]_f$: Concentration finale de la DBO₅ à la sortie de la station (Kg/m³)

↳ L_f : Charge polluante en DBO₅ à la sortie du bassin d'aération

D'où

$$L_f = 0.03 \cdot 5773.15 = 173.19 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

$L_f = 173.19 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$
--

h- Calcul de la charge polluante éliminée

$$L_e = L_0 - L_f \dots\dots\dots(VI.12)$$

Avec

↳ L_e : charge en DBO₅ éliminée

↳ L_0 : Charge polluante en DBO₅ à l'entrée du bassin d'aération

↳ L_f : Charge polluante en DBO₅ à la sortie du bassin d'aération.

$$L_e = 1558.75 - 173.19 = 1385.56 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

$L_e = 1385.56 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$

i- Rendement épuratoire

$$\eta_{ep} = (L_0 - L_f) / L_0 \dots\dots\dots(VI.13)$$

Avec

↳ L_0 : Charge polluante en DBO₅ à l'entrée du bassin d'aération.

↳ L_f : Charge polluante en DBO₅ à la sortie du bassin d'aération

$$\eta_{ep} = 88.89\%$$

$\eta_{ep} = 88.89\%$

2) Bilan des boues**a- Calcul de la quantité de boues en excès**

Les boues en excès sont proportionnelles à la quantité de la DBO₅ éliminée et dépendent de la

charge massique dans le bassin d'aération.

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

$$\Delta X = X_{\min} + X_{\text{dur}} + a_m \times L_e - b \times X_t - X_{\text{eff}} \dots\dots\dots (\text{VI.14})$$

Avec

- ↪ $X_{\min}$: Boues minérales (30 % de MES) ;
- ↪ X_{dur} : Boues difficilement biodégradables (appelées matières dures), elles représentent environ 20 % de $a_m \times L_e$ ou 0,3 à 0,35% de la MVS ;
- ↪ a_m : Coefficient de rendement cellulaire (g cellulaires formées /g DBO₅ éliminées) ; On a: a_m varie entre 0,55 < a_m < 0,65. On prend $a_m = 0.6$.
- ↪ L_e : Quantité de DBO₅ à éliminer en Kg par jour ;
- ↪ b : Fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène, On prend $b = 0.07/1.42 = 0.049$ $b = 0.049$
- ↪ X_t : Masse totale de MVS dans le bassin (Kg) ;
- ↪ X_{eff} : Fuite de MES avec l'effluent (dépend des normes de rejet, on adopte généralement

30mg / l), $X_{\text{eff}} = 30 \text{ mg/l}$.

On a comme

données :

- ↪ La quantité de la MES à la sortie de déssableur-déshuileur égale à 4540.13 Kg/j ;
- ↪ La quantité de la DBO₅ éliminée (L_e) égale à 1385.56 Kg/j ;
- ↪ La masse totale de la MVS dans le bassin égale à 1558.75 Kg/j.

Donc :

- ⇒ $X_{\min} = 0,3 \times 2020.6 = 606.18 \text{ Kg/j}$.
- ⇒ $X_{\text{dur}} = 0,35 \times 1414.42 = 495.05 \text{ kg/j}$.
- ⇒ $a_m \times L_e = 0.6 \times 1385.56 = 831.34 \text{ Kg/j}$.
- ⇒ $b \times X_t = 0,049 \times 15587.5 = 763.79 \text{ Kg/j}$.
- ⇒ $X_{\text{eff}} = 0,03 \times 5773.15 = 173.2 \text{ Kg/j}$. Donc :

$$\Delta X = 995.58 \text{ Kg/j}$$

$\Delta X = 995.58 \text{ Kg /j}$

b- Concentration des boues en excès

$$X_m = 1200 / I_m \dots\dots\dots(VI.15)$$

Avec

↳ X_m : Concentration de boues en excès (g/l) ;

↳ I_m : L'indice de Mohlman, il est compris entre 100 et 150 mg/l, on le prend égale à 130

mg.

D'où : $X_m = 1200 / 130 = 9.23 \text{ g/l}$

$X_m = 9.23 \text{ g DBO}_5/\text{j}$

c- Débit des boues en excès

$$Q_{b\text{exc}} = \Delta X / X_m \dots\dots\dots(VI.16)$$

Avec

↳ ΔX : Quantité de boues en excès ;

↳ $Q_{b\text{ excès}}$: débit des boues en excès

↳ X_m : concentration des boues en excès

Alors : $Q_{b\text{ excès}} = 995.58 / 9.23 = 107.86 \text{ m}^3/\text{j}$

$Q_{b\text{ excès}} = 107.68 \text{ m}^3/\text{j}$
--

d- Débit spécifique par m³ de bassin

$$q_{sp} = \Delta X /$$

V.....(VI.17)

$q_{sp} = 0.19 \text{ Kg/m}^3.\text{j}$

Donc : $q_{sp} = 995.58 / 5357 = 0.19 \text{ Kg/m}^3.\text{j}$

e- Taux de recyclage

Il est donné par la formule suivante :

$$R = [X_a] / (X_m - [X_a]) \dots\dots\dots(VI.18)$$

Avec

↳ R : taux de recyclage(%)

↳ [Xa] : concentration des boues dans le bassin = 3 Kg/m³

Donc $R = 3 / (9.23 - 3) = 0.48$

$$R = 48 \%$$

f- Débit des boues recycle

Le débit des boues recyclé est calculé à partir du débit journalier arrivant à la station d'épuration, il est donné par la formule qui suit :

$$Q_r = R \times Q_{\text{moy}} \dots \dots \dots (VI.19)$$

Donc : $Q_r = 0.4815 \times 5773.15 = 2780 \text{ m}^3/\text{j}$

$$Q_r = 2780 \text{ m}^3/\text{j}$$

g- Age des boues dans l'aérateur

Il est donné par la formule suivante :

$$A_b = X_t / \Delta X \dots \dots \dots (VI.20)$$

Donc $A_b = 15587.5 / 995.58 = 15.7 \text{ j}$

$$A_b = 15.7 \text{ j}$$

3) Besoins en oxygène

a- Besoins journaliers en oxygène (q_{O2})

Les besoin à couvrir correspondent à deux points essentiels :

- 1- l'oxydation de la matière organique
- 2- l'auto-oxydation endogène des boues.

1- Besoins à l'oxydation de la matière organique :

On considère que la demande en oxygène nécessaire à l'oxydation de la matière organique représente 65% de la DBO éliminée. Le besoin en oxygène est donnée par :

$$DO_{MO} = 0.65 \times Le \dots \dots \dots (VI.21)$$

Avec

↳ DO_{MO} : La demande journalière en oxygène correspondant au traitement de la matière organique en (Kg O₂/j) ;

↳ Le : La charge en DBO₅ éliminée en (Kg/j).

DO_{MO} = 0.65 * 1385.56 = 900.61 Kg O₂/j

$$DO_{MO} = 900.61 \text{ Kg O}_2/\text{j}$$

2- Besoins à l'auto-oxydation des boues (respiration endogène)

$$DO_{\text{endog}} = 0,07 \times X_t \dots\dots\dots(\text{VI.22})$$

Avec

↪ DO_{endog} : La demande journalière en oxygène pour la respiration endogène des boues en (Kg O₂/j) ;

↪ X_t : Masse totale des boues dans l'aérateur en (Kg).

Donc $DO_{\text{endog}} = 0,07 \times 15587,5 = 1091,13 \text{ Kg O}_2/\text{j}$

$$DO_{\text{endog}} = 1091,13 \text{ Kg O}_2/\text{j}$$

Donc, les besoins journaliers en oxygène peuvent exprimer par la relation suivante :

$$q_{O_2} = DO_{MO} + DO_{\text{endog}} \dots\dots\dots(\text{VI.23})$$

Avec :

↪ q_{O_2} : Les besoins journaliers en oxygène en (Kg O₂/j).

$$q_{O_2} = 900,61 + 1091,13 = 1991,74 \text{ Kg O}_2/\text{j}$$

$$q_{O_2} = 1991,74 \text{ Kg O}_2/\text{j}$$

b- Besoins horaires en oxygène ($q_{O_2/h}$) :

$$q_{O_2/h} = q_{O_2} / 24 \dots\dots\dots(\text{VI.24})$$

$$q_{O_2/h} = 83 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

c- Besoins de pointe en oxygène ($q_{O_2,p}$) :

Le débit d'oxygène nécessaire à la pointe est calculé pour le temps le plus chargé pour la station d'épuration qui est considéré à 16h de la journée.

$$q_{O_2,p} = q_{O_2} / 16 \dots\dots\dots(\text{VI.25})$$

$$q_{O_2/h} = 124,48 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

d- Calcul des caractéristiques de l'aérateur

1- Capacité totale d'oxygène transféré (N_0)

Elle est déterminée par la formule d'HORMANIK :

$$N_0 = (1,98 \times 10^{-3} \times P_a) + 1 \dots\dots\dots(\text{VI.26})$$

Avec

↪ P_a : Puissance par m² du bassin tel que $P_a = (60-80) \text{ w/m}^2$ On prend $P_a = 60 \text{ w/m}^2$;

↪ N_0 : capacité totale d'oxygène transféré par unité de puissance dans les conditions standards

$$N_0 = 1,98 \cdot 10^{-3} \times 75 + 1 \rightarrow N_0 = 1,119 \text{ kg O}_2 / \text{KWh}$$

$$N_0 = 1,158 \text{ kg O}_2 / \text{KWh}$$

2- Quantité d'oxygène par unité de puissance (N)

$$N = N_0 * \frac{\beta * C_s - CL}{C_s} * \alpha * E^{(T-T_0)} \dots\dots\dots (VI.27)$$

Avec

↳ CL : Concentration en oxygène dissout dans la masse liquide à $t=25^\circ\text{C}$, $CL = (1,5 \div 2)$ mg/l. On prend $CL=1,5$ mg/l

↳ CS : Concentration de saturation en oxygène à la surface à 20°C . $CS= 9,2$ mg/l pour les aérateurs de surface

↳ β : coefficient relatif a la présence de produit tensio-actif est de l'ordre de $\beta = 0.95$

↳ α : fraction de correction qui relie le transfert d'oxygène à la surface d'eau usée

$$0,8 \leq \alpha \leq 0,95 \text{ On prend } \alpha = 0,8$$

↳ E : coefficient de température, $E=1,02$

Alors $N=0.7 \text{ Kg O}_2 / \text{KWh}$

$$N = 0.68 \text{ kg O}_2 / \text{KWh}$$

3- Puissance d'aération nécessaire (Pa.n)

Cette puissance est donne par

$$P_{a.n} = q_{O_2.p} / N \dots\dots\dots (VI.28)$$

Avec

↳ $P_{a.n}$: Puissance d'aération nécessaire en (KW) ;

↳ $q_{O_2.p}$: besoins de pointe en oxygène en (Kg O₂/h) ;

↳ N : quantité d'oxygène par unité de puissance en (Kg O₂/KWh)

$$P_{a.n} = 124.48 / 0.7 = 177.8 \text{ KW}$$

$$P_{a.n} = 183.1 \text{ KW}$$

4- Puissance de brassage (Pb)

La puissance de brassage est donnée par la relation suivante :

$$P_b = P_a \times S_h \dots\dots\dots (VI.29)$$

Avec

↳ P_b : Puissance de brassage en (KW)

↳ P_a : Puissance par m^2 du bassin tel que $P_a = (60-80) \text{ w/m}^2$ on prend $P_a = 60 \text{ w/m}^2$

↳ S_h : Surface horizontale du bassin (m^2).

$$P_b = 60 \times 1279.76 = 76.79 \text{ KW}$$

$P_b = 102.38 \text{ KW}$

5- Nombre d'aérateurs dans un bassin (N)

Le brassage et l'aération seront assurés par un nombre d'aérateur N de surface à axe vertical déterminé par la relation suivante

$$N = P_{a,n} / P_b \dots\dots\dots(VI.30)$$

$$N = 3$$

$N = 3$

4) Dimensionnement du clarificateur

Le clarificateur est l'ouvrage fondamental qui assure la séparation gravitaire de la boue et de l'eau épurée rejetée dans le milieu récepteur

Nous optons pour un décanteur de forme circulaire, muni d'un pont racleur de fond et de surface, conduisant les boues dans les fosses d'où elles sont reprises pour le recyclage et l'extraction de la fraction en excès

a- Volume du clarificateur

On prend un temps de séjours de $t_s = 1.5 \text{ h}$

Avec le débit de pointe est $Q_{pp} = 770 \text{ m}^3/\text{h}$

$$V = t_s \times Q_{pp} \dots\dots\dots(VI.31)$$

$$V = 1155 \text{ m}^3$$

$V = 1155 \text{ m}^3$

b- Hauteur du clarificateur

La hauteur du décanteur est entre (3-5) m

On prend une hauteur de $H = 4 \text{ m}$

c- Calcul de la surface horizontale

$$S_h = V / H \dots\dots\dots(VI.32)$$

Avec

↪ S_h : Surface horizontale de clarification en (m^2) ;

↪ Q_p : Débit de pointe en (m^3/h) ;

↪ V_{asc} : La charge hydraulique (ou vitesse de clarification) en (m/h). Cette vitesse est

En prendre une charge hydraulique de 0.8 m/h

$$S_h = 1155 / 4 = 288.75 m^2$$

$$S_h = 288.75 m^2$$

d- Calcul du diamètre du décanteur

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S_h}{\pi}} \dots\dots\dots(VI.33)$$

$$D = 19.17 m$$

$$D = 20 m$$

e- Le temps de séjour

$$T_s = v / Q \text{ pts}$$

□ Au débit de pointe par temps sec

$$T_s = 3 h$$

$$T_s = V / Q_{pts} = 1155/385 = 3 h \text{ } ts = 3h$$

□ Au débit de pointe par temps de pluie

$$T_s = 1.5 h$$

$$T_s = v / Q \text{ ptp } \square ts = 1155 / 770 = 1.5 h \text{ } ts = 1.5 h$$

Le tableau VI.6 récapitule les dimensions des bassins d'aération et de décantation.

Tableau VI.6 : récapitulatif des dimensions du B. d'aération, B.de décantation

Désignation	Unité	Horizons
		2036
Données de base		
Débit moyen journalier (Qm.j)	m3/ j	5773.15
Débit moyen horaire (Qm.h)	m3/h	240.55
Débit de pointe au temps sec(Qps)	m3/h	385
Débit de pointe au temps de pluie (Qpp)	m3/h	770
Charge polluante à l'entrée L0	Kg DBO5/j	1558.75

La charge polluante à la sortie Lf	Kg DBO5/j	173.19
La charge polluante éliminée Le	Kg DBO5/j	1385.56
Le rendement de l'épuration (ηep)	%	89
Dimensions du bassin d'aération		
Nombre de bassins	/	1
Volume d'un bassin (V)	m³	5400
Hauteur du bassin (H)	m	4.2
Hauteur du bassin avec la revanche (H+h)	m	5
Surface horizontale d'un bassin (Sh)	m²	1280
Largeur du bassin (B)	m	22.5
Longueur du bassin (L)	m	58
La masse totale des boues dans un bassin (Xt)	Kg/j	15587.5
La concentration de boues dans un bassin (Xa)	Kg/m³	3
Le temps de séjour dans un bassin d'aération	h	
• Pour le débit moyen horaire		22
• Pour le débit de pointe		14
Bilan des boues		
la quantité des boues en excès (ΔX)	Kg/j	995.58
La concentration des boues en excès (Xm)	g/l	9.23
Le débit de boues en excès (Qb excès)	m³/j	107.68
Le débit spécifique par m3 de bassin (qsp)	Kg/m³.j	0.19
Le taux de recyclage des boues (R)	%	48.15
Le débit des boues recyclées (Qr)	m³/j	2780
Age des boues (Ab)	J	15.7
Les besoins en oxygène		
Les besoins journaliers en oxygène (qO2)	Kg O2/j	1991.75
Les besoins horaires en oxygène (qO2/h)	Kg O2/h	83
Les besoins de pointe en oxygène (qO2.p)	Kg O2/h	124.48
Les caractéristiques de l'aérateur		
La puissance d'aération nécessaire (Pa.n)	KW	183.1
La puissance de brassage (Pb)	KW	102.38
Le nombre d'aérateurs dans un bassin (N)	/	3
Dimensions du clarificateur		
Nombre de clarificateur	/	1
La surface horizontale du clarificateur (Sh)	m²	288.75
Hauteur du clarificateur (H)	m	4
Le volume du clarificateur (V)	m³	1155
Le diamètre du clarificateur (D)	m	20
Le temps de séjour dans le clarificateur	h	
• Pour le débit de pointe au temps sec		3
• Pour le débit moyen horaire		1.5

5) Dimensionnement des lits de séchage

Les lits de séchage sont généralement mis en œuvre en disposant dans les bassins en béton, de couche de sables et de graviers comme suit :

- ⇒ 1^{ère} couche : (15 - 20cm) de gros graviers de diamètre (10 - 40mm) ;
- ⇒ 2^{ème} couche : (05 - 10cm) de graviers fins de diamètre (5 - 10cm) ;
- ⇒ 3^{ème} couche : (10 - 20cm) de sable lavé de diamètre (0,5 - 1,5mm) « en contact avec la boue ».

Pour une bonne exploitation de lit de séchage, l'épaisseur des boues épandues est comprise

entre 15 et 40 cm, le fond du lit est équipé d'un drain qui permettra l'évacuation des eaux

a- Surface de lit de séchage

La surface de séchage dépend de la nature de la boue et les conditions climatique, on admet que pour une boue fraîche, 15 à 20 équivalents habitant occupent 1m² de la surface de lit

Donc $S_t = N / EH$ (VI.34)

Avec

↳ S_t : surface totale de lit de séchage ;

↳ N ; nombre d'équivalent habitant ; on a 48150 eq /hab ;

↳ EH : présente l'équivalent habitent pour une surface minimale de 1 m², on le prend égale à 20 eq/hab/m²

Alors $S_t = 136835 / 20 = 6841.75 \text{ m}^2$

$S_t = 2407.5 \text{ m}^2$

Nous proposons une surface unitaire de 343.75 m² pour un lit de séchage.

b- Nombre de lits de séchages

$$N = S_t / S_u \text{(VI.35)}$$

Avec

↳ S_t : Surface totale de lit de séchage (m²) ;

↳ Su : Surface unitaire d'un lit de séchage (m^2) ;

↳ N_L : Nombre de lits de séchages.

Alors

N = 6 lits

N = 6 lits

Alors, nous proposons 6 lits de séchages ayant les dimensions suivantes :

⇒ L=27.5 m ;

⇒ l=12.5 m ;

⇒ H_t=0,8m.

Où

⇒ H_t : Hauteur totale de lit de séchage,

$$H_t = H_{GG} + H_{GF} + H_S + H_B \dots \dots \dots (VI.36)$$

Avec

↳ H_{GG} : Épaisseur de la couche gravier gros qui égale à 0.175m ;

↳ H_{GF} : Épaisseur de la couche gravier fin qui égale à 0.075m ;

↳ H_S : Épaisseur de la couche de sable en contact avec les boues qui égale à 0.15m ;

↳ H_B : Épaisseur des boues épandues qui égale à 0.4 m.

Donc, H_t=0.8m.

c- Calcul de volume total de lit de séchage (V) :

$$V = S_t \cdot H_t \dots \dots \dots (VI.37)$$

Avec :

↳ V : Volume de lit de séchage ;

↳ S_t : Surface totale de lit de séchage ;

↳ H_t : Hauteur totale de lit de séchage.

Donc : V=2407.5 * 0.8= 1926 m³

V = 1926 m³

d- Calcul de volume total des boues épandues sur le lit de séchage

$$V_B = S_t \cdot H_B \dots\dots\dots (VI.38)$$

Avec :

↪ V_B : Volume des boues épandues ;

↪ S_t : Surface totale de lit de séchage ;

↪ H_B : Épaisseur des boues

épandues. Donc :

$$V_B = 2062.5 \cdot 0.4 = 825 \text{ m}^3.$$

Les résultats de dimensionnement sont reportés dans le tableau suivant :

Le tableau VI.7 présente le récapitulatif de dimensionnement du lit de séchage

Tableau VI.7 : dimensionnement du lit de séchage

Désignations	Unité	Horizons 2036
Lits de séchage		
Nombre d'équivalent habitant	Eq/hab	48150
Surface horizontale totale de lit	m ²	2407.5
Nombre de lits de séchage	-	6
Longueur d'un lit de séchage	m	27.5
Largeur d'un lit de séchage	m	12.5
Hauteur d'un lit de séchage	m	0.8
Volume total des lits de séchage	m ³	1926
Volume des boues épandues sur les lits	m ³	825

REMARQUE

Pour l'ouvrage de l'épaississement et de chloration ont été déjà dimensionnés pour la phase d'extension

VI.5.4. Profil hydraulique

Le profil 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.

Les Cotes moyennes du terrain naturel des zones d'implantation des ouvrages sont résumées dans le tableau VI.8. Présente les Cotes moyennes du terrain naturel des zones d'implantation des différents

Tableau VI.8 : Cotes moyennes du terrain naturel des zones d'implantation des différents ouvrages

Ouvrages	CTN (m)
Dégraisseur	101.9
Dégraisseur-dessableur	101.2
Bassin d'aération	99.38
Clarificateur	98.84
Bassin de désinfection	98.23

VI.5.4.1. Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages :

Le matériau choisi pour les conduites reliant les ouvrages est le PVC

⇒ **Calcul des côtes piézométriques et de radier dans les différents ouvrages :**

$$C_{pi} = C_{ri} + H_i \dots \dots \dots (VI.38)$$

Avec

↪ C_{pi} : côte piézométrique de l'ouvrage i ;

↪ C_{ri} : côte de radier de l'ouvrage i ;

↪ H_i : hauteur de l'eau dans l'ouvrage i.

VI.5.4.2. Calcul des pertes de charge dans les conduites

Les pertes de charge dans les conduites reliant les ouvrages seront calculés par la formule suivante

$$\Delta H = C_p (i+1) + C_{pi} \dots \dots \dots (VI.39)$$

VI.5.4.3. Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages

Dans les calculs on utilisera la loi de DARCY

$$D = m \sqrt{\frac{K * L * Q^\beta}{\Delta H}} \dots\dots\dots (VI.40)$$

Avec

↪ **K** : coefficient de perte de charge.

↪ **L** : longueur de la conduite.

↪ **β** : coefficient dépendant du régime d'écoulement.

↪ **ΔH** : pertes de charge.

↪ **m** : coefficient dépendant du type de matériau de la conduite.

Pour le PVC, on a :

✓ $K=0,001052$

✓ $m=4,774$

✓ $\beta=1,77$

Remarque

On travaille avec des longueurs équivalentes pour tenir compte des pertes de charge singulières

Le tableau IV.9 présente le récapitulatif des résultats du profil hydraulique

Tableau VI.9 : récapitulatif des résultats du profil hydraulique

Désignation	Cote terrain naturel (m)	Cote du radier (m)	Plan d'eau (m)	Cote piézométrique (m)	Longueur de la conduite (m)	Perte de charge (m)	Diamètre de la conduite (mm)
Dégrilleur	101.9	101.4	1.5	102.9	1	0.5	200
Dégraisseur-dessableur	101.2	98.2	4	102.2			
Bassin d'aération	99.38	97.38	4.2	101.58	73	0.62	400
					18	1.24	315
Clarificateur	98.84	96.34	4	100.34	89	1.61	400
Bassin de désinfection	98.23	95.73	3	98.73			

VI.6. Conclusion

Dans ce chapitre on a réussi à prendre l'extension de la station d'épuration comme le choix adéquat pour palier au problème de la capacité de traitement cela été reposer sur un point important qui est la disponibilité du terrain.

Cette extension a fait l'objet de dimensionner une autre ligne de traitement parallèle à la ligne existante, elle se compose d'un bassin d'aération, un bassin de décantation et six lits de séchage pour l'horizon 2036.

On a aussi déterminé les diamètres des conduites reliant les différents ouvrages de la station, on a déduit leurs côtes piézométriques afin d'assurer le bon fonctionnement de la station de point de vue hydraulique

Chapitre VII :

Aspect économique

VII.1 Introduction

Chaque projet nécessite son étude technico économique, cette étude se base sur les prix des travaux accomplis, dans notre cas ces travaux se cernent sur la réhabilitation de la station d'épuration (extension, diagnostic)

Cette étude va donner un cout estimatif plus au moins réel pour les travaux achevés

VII.2 Coût de projet

Ce coût est composé de :

Le coût d'investissement :

- ⇒ Coût des travaux de génie civil (terrassement et coût des ouvrages en béton).
- ⇒ Les équipements (racleurs, turbine, pompes aérateurs, tuyauterie, renouvellement des pompes et des matériels.....)
- ⇒ cout des virées et réseaux divers

$$C_{ti} = C_{gc} + C_{eq} + C_{vrd} \dots \dots \dots (VII.1)$$

Le coût de fonctionnement

- ⇒ Coût d'exploitation courante
- ⇒ Coût de renouvellement du matériel électromécanique.
- ⇒ Frais financiers et de la main d'œuvre.

VII.2.1. Coût d'investissement

VII.2.1.1 Coût de génie civil

1) Cout de terrassement

Le terrassement comprend l'épaisseur de la couche végétale, la couche du béton de propreté ainsi que la couche du béton armé

Le terrassement diffère d'un ouvrage à un autre, et dépend de l'importance de chacun afin d'assurer leur stabilité, pour cela on terrasser des profondeurs différentes pour chaque ouvrage

Le prix du mètre cube de terrassement sera évalué à 400 DA. [12]

On calculera le volume de la couche végétale par l'expression :

$$V = e \times S_{hi} \dots \dots \dots (VII.2)$$

Avec:

↳ e : l'épaisseur du terrassement

↳ S_{hi} : Surface horizontale de l'ouvrage considéré.

Le coût des terrassements d'un ouvrage sera donc:

$$C = 400 \times V \dots \dots \dots (VII.3)$$

Avec:

↳ V : Volume de terrassement de l'ouvrage considéré

Le tableau VII.1 présente le coût total du terrassement

Tableau VII.1 : coût total du terrassement

Ouvrages	Nombre	e(m)	Volume (m ³)	Coût(DA)
Bassin d'aération	1	1.4	1827	730800
Décanteur secondaire	1	1.54	483.8	193520
Lit de séchage	6	0.54	1113.75	445500

Le coût total du terrassement est

$$C_t = 1\,369\,820 \text{ DA}$$

$$C_t = 1369820 \text{ DA}$$

2) Coût de Béton de propreté

Le coût du mètre cube de béton de propreté avec sa main d'œuvre est estimé actuellement $P_u = 6000 \text{ DA}$. [12]

$$C_{bp} = P_u \times V_{tb} \dots \dots \dots (VII.4)$$

⇒ Épaisseur du radier des ouvrages est prise $e_r = 0,04 \text{ à } 0,1 \text{ m}$ on prend $e_r = 0,1 \text{ m}$

Le volume du béton de propreté pour chaque ouvrage V_{bp} .

$$V_{bp} = e_r \times S_h \dots \dots \dots (VII.5)$$

Avec

↳ S_h : surface horizontale de chaque ouvrage.

Le tableau VII.2 présente le coût total du béton de propreté

Tableau VII.2 : coût total du béton de propreté

Ouvrages	Nombre	Volume V_{bp}	Coût C_{bp} (DA)
Bassin d'aération	1	130.5	783 000
Décanteur secondaire	1	31.42	188 520
Lit de séchage	6	206.25	1 237 500

Le coût total du béton de propreté est $C_{bp}=2\ 209\ 020\text{DA}$

3) Coût du Béton armé

$$C_{bp}=2\ 209\ 020\text{DA}$$

Le coût du mètre cube de béton armé avec sa main d'œuvre est estimé actuellement

$$P_u = 35000\ \text{DA}[12]$$

$$C_b = P_u \times V_{tb} \dots \dots \dots (\text{VII.6})$$

⇒ Epaisseur des murs des ouvrages $e_m=0,15$ à $0,4\text{m}$ on prend $e_m=0,2\ \text{m}$

⇒ Epaisseur du radier des ouvrages est prise $e_r=0,3$ à $0,4\ \text{m}$ on prend $e_r=0,3\ \text{m}$

⇒ Le mètre cube de béton contient en moyenne (40 à 100) Kg de fer.

Le volume du béton armé total pour chaque ouvrage est la somme des deux volumes V_r et V_m

$$V_r = e_r \times S_h \dots \dots \dots (\text{VII.7})$$

$$V_m = e_m \times P \times H \dots \dots \dots (\text{VII.8})$$

Avec

↪ V_r : Volume du béton pour le radier de chaque ouvrage

↪ V_m : Volume du béton des murs de chaque ouvrage

↪ P : périmètre de l'ouvrage

↪ H : hauteur de l'ouvrage

Le tableau VII.3 présente le coût total du béton armé

Tableau VII.3 : coût total du béton armé

Ouvrages	Nombre	Volume V_{br}	Volume V_{bm}	Volume V_{tb}	Coût $C_{bf}(\text{DA})$
Bassin d'aération	1	391.5	161	552.5	19337500
Décanteur secondaire	1	94.25	50.27	144.52	5058200
Lit de séchage	6	618.75	54.4	675.15	23560250

$$C_{ba}=47955950\ \text{DA}$$

Le coût total du béton armé est $C_{ba}= 47\ 955\ 950\ \text{DA}$

Donc le coût total du génie civil est la somme des deux coûts calculé précédemment :

$$C_{gc} = C_t + C_{tb} \dots \dots \dots (\text{VII.9})$$

$$C_{gc}=51\,534\,790\text{ DA}$$

$$C_{gc}=51\,534\,790\text{ DA}$$

VII.2.1.2. Coût des VRD

Le coût des VRD est estimé à 25% du coût du génie civil donc:

$$C_{VRD}=0,25 \times C_{gc} \dots\dots\dots (VII.10)$$

$$C_{VRD}= 12\,883\,697\text{ DA}$$

$$C_{VRD}=12\,883\,697\text{ DA}$$

VII.2.1.3. Coût des équipements total

Ce coût comprend le coût des équipements électromécaniques et électriques et des installations hydromécaniques de l'extension ainsi que les équipements de la réhabilitation [12]

$$C_{eq}=0,6 \times (C_{gc}+C_{VRD}) \dots\dots\dots (VII.11)$$

$$C_{eq}= 43\,402\,835\text{ DA}$$

$$C_{eq}=43\,402\,835\text{ DA}$$

Donc le coût **total d'investissements de la station** est de

$$C_{TI}=C_{gc}+C_{VRD}+C_{eq} \dots\dots\dots (VII.12)$$

$$C_{TI}= 115\,740\,957\text{ DA}$$

$$C_{TI}=115\,740\,957\text{ DA}$$

VII.2.2. coût de fonctionnement

VII.2.2.1. Coût de main d'œuvre

Le coût de main d'œuvre est estimé à 10% du coût d'investissement [12]

$$C_{mo}=0,08 \times C_{TI} \dots\dots\dots (VII.13)$$

$$C_{mo}= 9\,259\,276\text{ DA/an}$$

$$C_{mo}=9\,259\,276\text{ DA/an}$$

VII.2.2.2. Coût de l'énergie (consommation électrique) :

Les frais d'énergie sont calculés par l'expression suivante :

$$C_e = P_u \times E_c \dots\dots\dots (VII.14)$$

Avec

↳ P_u : prix unitaire du Kwh, $P_u = 4,178\text{ DA}$ [13]

↳ E_c : énergie totale consommée (Kwh), E_c est estimé à $1,7\text{ Kwh/m}^3$ (source step LAKHDARIA)

$$C_e = Q \times C_e' = Q \times P_u \times E_c \dots\dots\dots (VII.15)$$

Avec

↳ Q : le débit qui sera traité en l'an 2036 qui est égale à 5773.15 m³/j

$$C_e = 5773.15 \times 365 \times 4,178 \times 1,7 = 14\,966\,596 \text{ DA/an}$$

$$C_e = 14\,966\,596 \text{ DA/an}$$

VII.2.2.3. Coût des réactifs chimiques :

⇒ Le prix de m³ d'eau de javel est de 2958,23 DA/m³

Calculons le prix annuel d'eau de javel :

$$\text{Le volume annuel : } V_A = 2.59 \times 365 = 945.31 \text{ m}^3 \text{ NaOCl/an}$$

Le coût annuel est de :

$$C_{aj} = V_A \cdot P_u$$

$$C_{aj} = 945.31 \times 2958.23 = 2\,796\,460 \text{ DA/an}$$

$$C_{aj} = 2\,796\,460 \text{ DA/an}$$

VII.2.2.4. Coût de renouvellement du matériel électromécanique :

Il est estimé à :

$$C_{rm} = 0.05 \times C_{TI} \dots \dots \dots (VII.16)$$

$$C_{rm} = 5\,787\,047 \text{ DA}$$

$$C_{rm} = 5\,787\,047 \text{ DA/an}$$

Donc le **coût de fonctionnement total** est

$$C_{FT} = C_{mo} + C_e + C_r + C_{rm} \dots \dots \dots (VII.17)$$

$$C_{FT} = 60\,410\,795 \text{ DA}$$

$$C_{FT} = 32\,809\,379 \text{ DA}$$

VII.3. Coût d'amortissement

Le coût d'amortissement annuel

$$C_{aa} = C_{TI} / t \dots \dots \dots (VII.18)$$

t : durée d'amortissement t = 20ans

$$C_{aa} = 5\,787\,047 \text{ DA}$$

$$C_{aa} = 5787\,047 \text{ DA}$$

VII.4. Coût total de la station :

$$C_{Tst} = C_{aa} + C_{ft} \dots \dots \dots (VII.19)$$

$$C_{Tst} = 38\,596\,429 \text{ DA}$$

$$C_{Tst} = 38\,596\,429 \text{ DA}$$

VII.5. Le coût de m³d'eau épurée :

Le volume total annuel d'eau traité en l'an 2036 est de :

$$V_a = 365 \times 16420 = 5993300 \text{ m}^3/\text{an}$$

$$C_e = C_{tst} / V_a \dots \dots \dots (VII.20)$$

$$C_e = 6.45 \text{ DA}$$

$$C_e = 6.45 \text{ DA}$$

Tableau VII.4 : récapitulatif des coûts de la station d'épuration

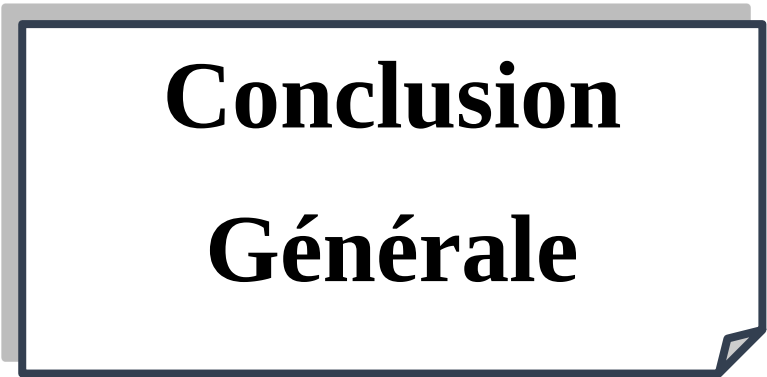
Désignation	Unité	Coûts
Coût d'investissement		
Coût de terrassement	DA	1 369 820
Coût total du béton de propreté	DA	2 209 020
Coût total du béton armé		47 955 950
Coût totale du génie civil	DA	51 534 790
Coût des VRD	DA	12 883 697
Coût des équipements total	DA	43 402 835
Coût total des investissements de la station	DA	115 740 957
Coût de fonctionnement		
Le coût de main d'œuvre	DA/an	9 259 276
Le coût de l'énergie	DA/an	14 966 596
Le coût des réactifs chimiques	DA/an	2 796 460
Le coût de renouvellement du matériel électromécanique	DA/an	578 704
Le coût de fonctionnement total	DA/an	32 809 379
Le coût d'amortissement	DA/an	5 787 047
Le coût total de la station	DA	38 596 429
Le coût de m ³ d'eau épurée	DA	6.45

VII.6. Conclusion :

Cette étude technico-économique nous a donné un aperçu sur le coût de la réhabilitation de la station d'épuration de la ville de LAKHDARIA

Ce coût est estimé à **38 596 429 DA**

On aussi estimé le prix du mètre cube d'eau épurée qui est de 6.45 DA



Conclusion Générale

La station de LAKHDARIA a connu depuis son existence plusieurs problèmes et anomalies concernant surtout son fonctionnement. C'est ce qui nous a amené à effectuer un diagnostic qui a montré une carence dans le fonctionnement d'un nombre important des équipements de la station.

Ce diagnostic nous a permis de définir un ensemble de travaux de réhabilitation, de proposer des modifications pour la filière de traitement existante ainsi de projeter une extension vu l'augmentation de la population actuelle et le développement de l'activité industrielle.

En outre,

Ce travail a fait l'objet d'une meilleure gestion et un meilleur entretien de la station, Pour le diagnostic on a tiré les constats suivants :

- La station d'épuration n'a pas de dysfonctionnement important d'un point de vue processus et présente de bons rendements épuratoires (conforme à la législation en vigueur).
- La station d'épuration rencontre une surcharge au niveau du traitement
- Les équipements de la station d'épuration sont dans l'incapacité de fonctionner correctement à cause de leurs vieillissements ainsi que le manque d'entretien.

L'étude de réhabilitation vient dans le but de remédier aux problèmes cités auparavant, pour cela, il a été proposé les différentes solutions suivantes :

- Réparer tous les équipements en panne ;
- Changer le matériel et équipements endommagés ;
- Entretien des ouvrages ;
- Augmenter la capacité de la station en faisant une extension de cette dernière pour l'horizon 2036.

L'extension regroupe

- Un bassin d'aération
- Un clarificateur
- Et six lits de séchage

Finalement, le coût des travaux du diagnostic et de la réhabilitation a été évalué d'un montant de **38 596 429 DA**.

Bibliographie

- [1] rejsek (2002)
- [2] grosclaude (1999)
- [3] rodier et al (2005)
- [4] mathieu et pieltain (2003)
- [6] <https://www.laval.ca/documents/pages/fr/citoyens/environnement-recyclage-et-collectes/station-epuration-la-piniere.pdf> (station d'épuration la pinierie canada) consulté juillet 2016
- [7] les eaux urbaines et leur épuration, 2010
- [8] <http://www.hqe.guidenr.fr/cible-5-hqe/boues-activees-aeration-prolongee.php> consulté juin 2016
- [9] Boutin et al.,2009
- [10] Whitby et al.,1985
- [11] gestion des boues de stations d'épuration serie technique DT52 novembre 2012
- [12] Bureau d'étude d'hydraulique et de génie civil al miamari
- [13] Sonalgaz algerie Consulter le 31 aout 2016
- [14] agriculture pêcheerie et alimentation QUEBEC
<http://www.mapaq.gouv.qc.ca/fr/Pages/Accueil.aspx> consulter juin 2016
- [15] saint-jean, etapes-epuration.2008 (étapes de traitement)
- [16] traitement-des-eaux.2013
- [17] http://www.bretagne.developpement-durablee_STEP_ (les filières de traitement) consulté aout 2016
- [18] site web :<http://www.strasbourg.eu/environnement-qualite-de-vie/eau-assainissement/eaux-usees/comment-fonctionne-une-station-d-epuration> (fonctionnement des stations d'épuration) consulté juillet 2016

[20] site web :<http://www.formation-polygone-eau.be/files/R-14-1355.pdf> (les filières de traitement extensif

[21] http://www.creabeton-materiaux.ch/fileadmin/media/creabeton-materiaux/downloads/tiefbau/abwasserbehandlungsanlagen/fr/KSW_f.pdf

(Système d'épuration, lit bactérien)

[22] Fndae22f (Step boues activées),2009

[23] filières de traitement pour les petites collectivités, 2005

[24]ste web : <http://www.aide.be/accueil/epuration/le-fonctionnement-de-l-epuration/les-stations-d-epuration/traitement-tertiaire> traitement tertiaire consulter juillet 2016

[25] site web : <http://www.industrie-techno.com/un-traitement-a-l-ozone-pour-mieux-purifier-l-eau.22327> consulté juillet 2016

[26] chloration des effluents urbains,2010