

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur Et de La Recherche Scientifique



Université de Ghardaïa

N°d'ordre :

N° de série:

Faculté des Sciences et Technologie
Département des Sciences et Technologie

Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de

MASTER

Domaine : Sciences et Technologie

Filière : Hydraulique

Spécialité : Hydraulique Urbaine

PAR:

M^{elle}: SALEM Hayat

THEME:

**CONCEPTION D'UNE STATION D'EPURATION PAR
LAGUNAGE A LA VILLE DE METLILI, POSSIBILITE DE
VALORILISATION DES EAUX EPUREES**

Soutenu publiquement le: 18/ 05 / 2016

Jury:

M^f: OU LED.B.C	maître Assistant A	Univ. Ghardaïa	Président
M^f: MECHRI.B	maître Assistant A	Univ. Ghardaïa	Examineur
M^f: CHEBIHI. L	maître Assistant A	Univ. Ghardaïa	Examineur
M^f: BOUTELLI. MED.H	maître Assistant B	Univ. Ghardaïa	Promoteur

ANNEE UNIVERSITAIRE: 2015/2016

Dédicace

A ceux qui étaient la cause de mon existence

A ceux qui leur réjouit mon sourire et leur vénère mon succès

A ceux qui étaient toujours là pour moi, et ils continuent à être là

A ceux qui sont la lumière de mes yeux, la lueur de mon chemin et, l'éclat de ma réussite

A mes parents, Karima et Ahmed que Dieu les gardes pour moi.

A mes chers parents, Rebha et Taher qui sont toute ma vie.

A ma chère frère Salim,

A mes adorables sœurs : Khadîdja, Zineb et Bouchera, qui ont complété ma vie.

A mes oncles, à mes tantes et mes cousins.

A toute ma grande famille.

A mes très chers amis : Soumia, Krimo, Dida, Omar, Khadîdja, Naima, Dalila et Arwa.

A ma promoteur : Mr Med Hichem Boutelli, pour toute sa bonté et sa patience pour la réalisation de ce travail.

A toute la promotion hydraulique urbaine 2015/2016

A tous ceux qui aiment faire le bien, et aider les gens

A tous ceux qui souffrent et espèrent une meilleure vie, que Dieu soit avec eux.

Hayat

Remerciements

Je tiens tout d'abord à remercier Dieu de m'avoir donné la force d'aller jusqu'au bout de ce travail et de m'avoir entouré des personnes qui m'ont aidé tout le long de mon parcours.

Au terme de ce travail, je tiens à remercier avec gratitude : M^r Med Hichem. Boutelli Maître de Assistant qui accepter m'encadrer, de diriger ce travail, et pour tous ses conseils.

J'adresse aussi mes remerciements aux membres du jury. Mes vifs remerciements s'adressent à M^r OUELD.B.C pour nous avoir honorés de présider le jury de ce travail, M^r MECHRI, M^r CHEBIHL.K pour l'honneur qu'ils nous ont fait en jugeant ce travail.

Je tiens également à exprimer mes remerciements à tous les personnes de Direction Hydraulique de la wilaya (DHW), et Algérien des Eaux (ADE)

Je tiens à remercier plus particulièrement Ingénieur Mr : Bouabdeli M et Benchacha K dont la disponibilité affable et permanente ont été d'un très grand intérêt

Je remercie tous mes amis pour leur aide et leur assistance (Soumia, Naima, Dalila et Abd El Karim.)

Je tiens à remercier tous les enseignants de mon cursus universitaire, qui ont contribué à ma formation.

En particulier M^r : BEN ADDA.L et M^r : OUELD BELKHEIR.



RESUMIE

ملخص :

إن تطور و اتساع المدن يحتاج الى محطة معالجة المياه المستعملة من أجل حماية البيئة و المحيط لذلك قمنا بدراسة محطة تنقية المياه المستعملة لمدينة متليلي.

دراستنا تركز على محورين أساسيين يتمثل الأول في دراسة المدينة من كل جوانبها : الجغرافية كثافة السكان المناخية الشبكات المختلفة.

أما الثاني فيتعلق أساسا في تحديد ابعاد محطة لتطهير المياه المستعملة عن طريق الاحواض الطبيعية و إمكانية استعمال المياه المنقاة في السقي.

كلمات مفتاحية :

متليلي , محطة التصفية , إعادة استعمال , الاحواض الطبيعية , تحديد أبعاد.

Résumé :

Le développement et l'extension des villes nécessitent une station d'épuration des eaux usées pour protéger l'environnement. Pour cela nous procédons à la conception de la station d'épuration de la ville de Metlili.

Notre travail de fin d'étude, porte sur deux axes principaux. Le premier axe, débordons la ville par son aspect géographique, situation démographique, climat et réseaux.

Le deuxième axe, se rapporte principalement à déterminer les dimensions de la station d'épuration des eaux usées par lagunage naturel et la possibilité de la réutilisation des eaux épurées pour l'irrigation.

Mots clés :

Metlili, station d'épuration, réutilisation, lagunage naturel, dimensionnement.

Abstract:

The development and expansion of cities require to the water purification to protect the environment. For this we made a station of the water purification of the city of Metlili.

Our studies focus two main axes. The first axe, addresses the city by its geographical aspect, demographic situation, climate and networks.

The second axe refers mainly to determine the dimensions of the station of cleaning up wastewater by system of natural lagoons and the possibility of reuse of treated wastewater for irrigation.

Keywords:

Metlili, station of the water purification, reuse, natural lagoons, dimensions.

List des tableaux

Tableau 01 : Données météorologique de la région de Metlili (2001-2014).....	7
Tableau 02 : Estimation du nombre d'habitant de la commune de Metlili.....	12
Tableau 03 : Situation des réseaux de la ville de Metlili.....	12
Tableau 04 : Normes de rejets.....	25
Tableau 05 : Différents types du dégrillage.....	29
Tableau 06 : Valeur de β en fonction des formes des barreaux.....	30
Tableau 07 : Débits d'eau usée pour les différents horizons.....	51
Tableau 08 : Paramètres de dimensionnement de la STEP.....	54
Tableau 09 : Caractéristiques du canal d'amenée.....	61
Tableau 10 : Caractéristiques du dégrillages.....	61
Tableau 11 : Caractéristiques du déssableur aéré.....	63
Tableau 12 : Bilan matières pour le dessablage.....	64
Tableau 13 : Caractéristiques du déshuileur-dégraisseur.....	66
Tableau 14 : Caractéristiques des diverses lagunes naturelles.....	67
Tableau 15 : Caractéristiques des lagunes anaérobies.....	79
Tableau 16 : Caractéristiques des lagunes facultatives.....	85
Tableau 17 : Caractéristiques des canaux de communication.....	89
Tableau 18 : Caractéristiques des lagunes tertiaire.....	91
Tableau 19 : Caractéristiques du poste de désinfection.....	96
Tableau 20 : Valeurs guident d'éléments traces dans l'eau d'irrigation.....	99
Tableau 21 : Normes de réutilisation des eaux usées épurées.....	102
Tableau 22 : Répartition générale des terres (wilaya/ commune).....	103
Tableau 23 : Principale production végétales de la commune.....	104
Tableau 24 : Volume et coût de terrassement.....	109
Tableau 25 : Volume de béton armé et coût de génie civil.....	110
Tableau 26 : Coût des équipements.....	111
Tableau 27 : Récapitulatif du bilan d'investissement.....	112

Tableau 28 : Consommation électrique.....	113
Tableau 29 : Main d'œuvre.....	113
Tableau 30 : Récapitulatif du bilan d'exploitation.....	114

Liste des figures

Figure 01 : Situation géographique de la wilaya de Ghardaïa.....	5
Figure 02 : Limites administratif de la région de Metlili (Atlas 2004).....	6
Figure 03 : Carte des ressources en eau souterraines	10
Figure 04 : Classification des eaux usées.....	17
Figure 05 : Grille mécanique droite.....	28
Figure 06 : Désableur aéré.....	32
Figure 07 : Schéma d'un décanteur primaire.....	34
Figure 08 : Traitement physico-chimique.....	36
Figure 09 : L'épandage.....	37
Figure 10 : Lit bactérien.....	41
Figure 11 : Le disque biologique.....	41
Figure 12 : Le principe de l'épuration par boues activées.....	43
Figure 13 : Lagunage naturel.....	44
Figure 14 : une carte illustrative de l'implantation de STEP	48
Figure 15 : Configurations d'une chaîne de traitement.....	48
Figure 16 : Principe de déversoir d'orage.....	55
Figure 17 : Schéma représentant la réutilisation direct et indirect des eaux usées.....	98
Figure 18 : Surface agricole total et utile de la commune.....	104

Liste des photos

Photo 01 : photos microscopiques des micro-organismes pathogènes.....	18
Photo 02 : Dégrileur courbé.....	28
Photo 03 : photos disques biologiques.....	40
Photo 04 : lagunes aérées.....	46

Liste des abréviations

AEP : Alimentation en Eau Potable

ADE : Algérienne Des Eaux

Al : Aluminium (mg/l)

As : Arsenic (mg/l)

ΔH : La pert de charge

α : l'angle d'inclinaison

β : coefficient de forme des barreaux

b : largeur du canal (m)

B : Brome (mg/l)

Be : Berilium (mg/l)

Cd : Cadmium (mg/l)

Co : Cobalt (mg/l)

Cu : Cuivre (mg/l)

CO₂ : Dioxyde de Carbone (mg/l)

C_M : Charge massique

C_V : Charge volumique

DBO : Demande Biochimique en Oxygène (mg/l)

DCO : Demande Chimique en Oxygène (mg/l)

DA : Dinars Algérienne

E : L'espace entre les barreaux

E : Evaporation

EH : équivalent habitants

e : épaisseur des barreaux

FOA : Organisation d'Alimentation

F : Fluore (mg/l)

Fe : Fer (mg/l)

H : humidité relative

Ha : Hectare

Hab : habitant

Irr : irrigation

I : insolation

K : Potassium (mg/l)

L : longueur (m)

Li : Lithium (mg/l)

MES : Matières En Suspension (mg/l)

MVS : Matières Volatiles en Suspension (mg/l)

MM : Matières Minérales (mg/l)

Mn : Manganèse (mg/l)

N : Azote (mg/l)

Ni : Nickel (mg/l)

NH₄ : Azote Ammonia Cal (mg/l)

NO₂⁻ : Azote nitreux (mg/l)

NO₃⁻ : Azote nitrique (mg/l)

NTK : Azote total Kjeldahl (mg/l)

O₂ : Oxygène dissous (mg/l)

O.N.M : Office Nationale de Météorologie

OMS : Organisation Mondiale de la Santé

PH : Potentiel Hydrogène

P : Phosphore (mg/l)

P : Pluviométrie

Pb : Plomb (mg/l)

P.U : Prix Unitaire (DA)

R : Rendement (%)

REUE : Réutilisation des eaux usées épurées

STEP : Station d'épuration

SAT : Surface Agricole Totale (ha)

SAU : Surface Agricole Utile (ha)

T : Température

V.V : vitesse de vent

Va : Vanadium (mg/l)

Vp : Volume de particules

VRD : Voirie et Réseaux Divers

Zn : Zinc (mg/l)



SOMMAIR

Table des matières

Introduction générale	1
------------------------------------	---

Chapitre I: Généralité sur la région d'étude

I.1. Introduction	4
I.2. Situation géographique	4
I.2.1. wilaya de Ghardaïa :	4
I.2.2. Commune de Metlili :	5
I.3. Climatologie	6
I.3.1 Température :	7
I.3.2 Précipitations :	8
I.3.3 Vents :	8
I.3.4 Evaporation :	8
I.3.5 Humidité Relative :	8
I.3.6 Insolation :	8
I.4. Aspect géologique et hydrologique de Metlili.....	8
I.5 Activités économiques	11
I.5.1 Agriculture	11
I.5.2 Industrie	11
I.6. Aspect socio-économiques	11
I.7. Situation des réseaux de la ville Metlili.....	12
I.7.1 Alimentation en eau potable AEP :	13
I.7.2 Réseau d'assainissement :	13
I.8. Les débits des eaux usées	13
I.8.1 Débit d'eau usée moyen journalier :	13
I.8.2 Débit d'eau usée maximal journalier :	13
I.8.3 Débit moyen horaire :	14
I.8.4 Calcul du débit de pointe d'eau usée Q_{pt} :	14
I.9. Conclusion	14

Chapitre II: Origines et caractéristiques des eaux usées

II.1 Introduction.....	16
II.2 Systèmes d'assainissement collectif des eaux usées	16
II.3 Définition des eaux usées.....	17
II.4 Origine et nature des eaux usées	17

II.4.1 Les eaux usées domestiques	17
II.4.2 Eaux industrielles	18
II.4.3 Eaux pluviales	18
II.5. Composition des eaux usées	19
II.6. Définition de la pollution	19
II.7. Pollution des eaux usées.....	19
II.7.1 Pollution organique :	19
II.7.2 Pollution microbiologique :	20
II.7.3 Pollution minérale :	20
II.7.4 Pollution toxique :	20
II.8 Paramètres de pollution des eaux	20
II.8.1 Paramètres physiques :	21
II.8.2 Paramètres chimiques :	22
II.8.3 Paramètres biologiques :	23
II.9 Charges polluantes	24
II.9.1 Charges en DBO ₅ :	24
II.9.2 Charges en MES :	24
II.10 Les normes de rejet.....	24
II.11. Conclusion	25

Chapitre III : Procédés d'épuration des eaux usées

III.1 Introduction	27
III.2 Prétraitements physiques	27
III.2.1 Dégrillage :	27
III.2.2 Dessablage :	31
III.2.3 Dégraissage-déshuilage :	33
III.3. Traitement primaires	33
III.4. Traitement secondaires	34
III.4.1 Traitement physico-chimique :	34
III.4.2 Traitement biologiques	36
Epandage :	37
Lits bactériens :	38
Disques biologiques :	38
Traitement biologique par bous activés.....	39

Traitement biologique par lagunage :	43
III.5. Choix du traitement biologique	46
III.6. Traitement tertiaire	46
III.7. Choix du site d'implantation	47
III.8. Conclusion	49

Chapitre IV: Dimensionnement de la station d'épuration

IV.1. Introduction	51
IV.2. Paramètres de dimensionnement	51
IV.2.1 Détermination des débits des eaux usées	51
IV.2.2 Notion d'équivalent habitant :	52
IV.2.3 Charges polluantes spécifiques :	52
IV.2.4 Charges polluantes journalières :	53
IV.2.5 Concentration des charges polluantes :	53
IV.3 Dimensionnement des ouvrages d'entrée	54
IV.3.1 Déversoir d'orage :	54
IV.4 Dimensionnement du dégrillage	57
IV.4.1 Dimensionnement de canal d'amenée :	57
IV.4.2 La grille :	59
IV.5 Dimensionnement du déssableur	62
IV.6 Dimensionnement Déshuileur- dégraisseur	64
IV.7 Dimensionnement des lagunes	66
IV.7.1. Calcul du coefficient de biodégradation (k) :	67
IV.7.2. Calcul du temps de séjours total :	67
IV.7.3. Première lagune (anaérobie):	68
IV.7.4 Deuxième lagune (facultative):	78
IV.7.5 Calcul du rendement total de la station :	85
IV.7.6. Dignes des lagunes :	86
IV.7.7 Conduite de communication entre les lagunes :	87
IV.8 Lagunage tertiaire	89
IV.9 Désinfection :	92
IV.10 Conclusion	944

Chapitre V: Possibilité de valorisation des eaux épurées

V.1 Introduction.....	96
V.2 Définition de réutilisation des eaux usées épurées REUE.....	96
V.3 Objectif de la réutilisation des eaux usées	97
V.4 Domaines de réutilisation des eaux usées épurées	97
V.4.1 Usage agricole.....	98
V.4.2. Usage industrielle :	99
V.4.3 Usage municipale :	100
V.4.4 Recharge de la nappe :	100
V.4.5 La production d'eau potable :	100
V.5 Cadre réglementaire d'usage des eaux épurées.....	101
V.5.1 Normes actuellement en usage :	101
V.6 Valorisation des eaux épurées dans la zone de Metlili	103
V.6.1 Domaine Agricole :	103
V.9 Conclusion	104

Chapitre VI: Estimation économiques, gestion et exploitation de la station

VI.1. Introduction	107
VI.2. Coût total de la station d'épuration	107
VI.3. Estimation du prix du mètre cube d'eau épurée	114
VI.4. Gestion et exploitation de la station.....	115
VI.5 Conclusion.....	116
Conclusion générale	118

Bibliographie

Annexe



INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

De nos jours et dans des courts périodes de temps, les petites villes se transforment en des grandes et à son tour les grandes en deviennent des mégapoles. La démographie au niveau mondial accroit à des pas gigantesques, en se concentrant de plus en plus dans les milieux urbains qui à chaque jour, et à chaque accroissement de sa population, consomment et puis rejettent de plus en plus. Des villes qui consomment plus d'énergie, de matières premières, d'eau et qui rejettent plus de déchets et de pollution vers l'environnement qui l'entoure. La protection de cet environnement devient ainsi une responsabilité primordiale pour celui qui en dépend pour vivre mais qui en cause sa détérioration.

D'après le petit dictionnaire " Larousse ", épurer, c'est : " rendre pur, plus pur. Exemple : épurer l'eau. " Purifier, c'est : " débarrasser des impuretés. Exemple : purifier l'eau " [26].

Quand on parle d'épuration des eaux usées urbaines, il n'est pourtant pas question de les rendre pures, mais plutôt d'en retirer le plus de déchets dont on l'a chargée pour les évacuer. Ces définitions du sens commun de ces mots ont l'inconvénient de considérer de prime abord l'eau comme une " matière " et non pas comme un " milieu ".

Epurer les eaux usées des égouts publics, où sont déversées les eaux usées domestiques et les eaux usées industrielles pré - traitées conformément aux autorisations délivrées aux entreprises, c'est plutôt les purifier afin que leur incidence sur la qualité choisie pour l'eau, en tant que milieu naturel aquatique, soit la plus faible possible. L'objectif de l'épuration des rejets est défini par l'objectif de qualité que l'on choisit pour les cours d'eau. Ceux-ci diffèrent actuellement selon les usages de l'eau.

Dans ce cadre, les efforts d'investissement de notre pays, fournis depuis les années 70 ont permis l'émergence de très nombreuses stations d'épuration des eaux urbaines et industrielles.

Cela démontre le noble objectif poursuivi, à savoir la préservation de la santé publique et du milieu naturel ainsi que la protection des ressources en eau potable tant superficielles que souterraines. La ville de Metlili, ne dispose pas d'une station d'épuration ce qui veut dire que les eaux usées collectées sont rejetées directement dans la nature.

La conception d'une station d'épuration pour la ville de Metlili est d'une grande importance afin de remplir les objectifs suivants :

Introduction générale

- Protéger le milieu récepteur (Oued Metlili);
- Garder la possibilité de réutiliser pour l'irrigation les effluents épurés pour mettre en valeur des espaces qui ne le sont pas ou peu à l'heure actuelle.

La présente étude est effectuée afin d'accomplir les objectifs précités, elle débutera par des généralités sur la région d'étude ainsi que l'évaluation des débits nécessaires. Puis un rappel bibliographique sur les origines et les caractéristiques des eaux usées résiduelles et les différents procédés d'épuration s'avère nécessaire, les deux étapes suivantes sont consacrées au dimensionnement de la station d'épuration, dans notre étude on a choisi de traiter ces eaux usées par le lagunage naturel à cause son principe de fonctionnement simple, et aussi comparant ses avantages avec ses inconvénients et la possibilité de réutiliser les eaux produites à des fins agricoles.

Notre travail terminera par l'estimation économique et la gestion et exploitation de la station d'épuration de la ville de Metlili.

CHAPITRE I

Généralité sur la région d'étude

I.1. Introduction

La conception du meilleur système d'épuration demande une bonne connaissance de toutes les caractéristiques de la ville, afin d'obtenir un bon dimensionnement de la station et donc de prévoir un bon rendement d'épuration.

Dans le présent chapitre, nous allons présenter la ville de Metlili, en indiquant sa situation géographique et démographique, son climatologie ; ses ressources en eau, ainsi que son milieu physique et enfin l'évaluation des débits des différents horizons.

I.2. Situation géographique

I.2.1. wilaya de Ghardaïa :

La Wilaya de Ghardaïa fait partie de Sahara Septentrionale. À environ 600 Km de la capitale Alger. Ses coordonnées géographiques sont :

- ❖ Altitude 480 m.
- ❖ Latitude 32° 30' Nord.
- ❖ Longitude 3° 45' Est.

La wilaya de Ghardaïa couvre une superficie de 86.560 km², elle est limitée :

- ❖ Au Nord par la Wilaya de Laghouat et wilaya de Djelfa;
- ❖ A l'Est par la Wilaya d'Ouargla ;
- ❖ Au Sud par la Wilaya de Tamanrasset et la Wilaya d'Adrar ;
- ❖ A l'Ouest par la Wilaya d'El-Bayad



Figure 01 : Situation géographique de la wilaya de Ghardaïa.

La wilaya comporte actuellement 11 communes regroupées en 8 daïras pour une population 396.452 habitants, soit une densité de 4,68 habitants/ km² [2].

I.2.2. Commune de Metlili :

Metlili est une commune de la wilaya de Ghardaïa en Algérie située à 40 km au sud de Ghardaïa

- ❖ Altitude 455 m.
- ❖ Latitude 32° 16' Nord.
- ❖ Longitude 003° 38' Est.

La commune de Metlili couvre une superficie de 7300km², elle est limitée :

- ❖ Au Nord par la Wilaya d'EL BAYADH et les communes de DAYA, BOUNOURA, EL ATTEUF et ZELFANA ;
- ❖ Au Sud par la commune de SEBSEB ;
- ❖ A l'Est par la wilaya d'OUARGLA ;
- ❖ A l'Ouest par la Wilaya d'EL BAYADH.

La commune de Metlili est estimée à 45405 habitants, le tissu urbain de la ville est construite par des pôles d'évolution ou la ville est en voie de saturation [2].

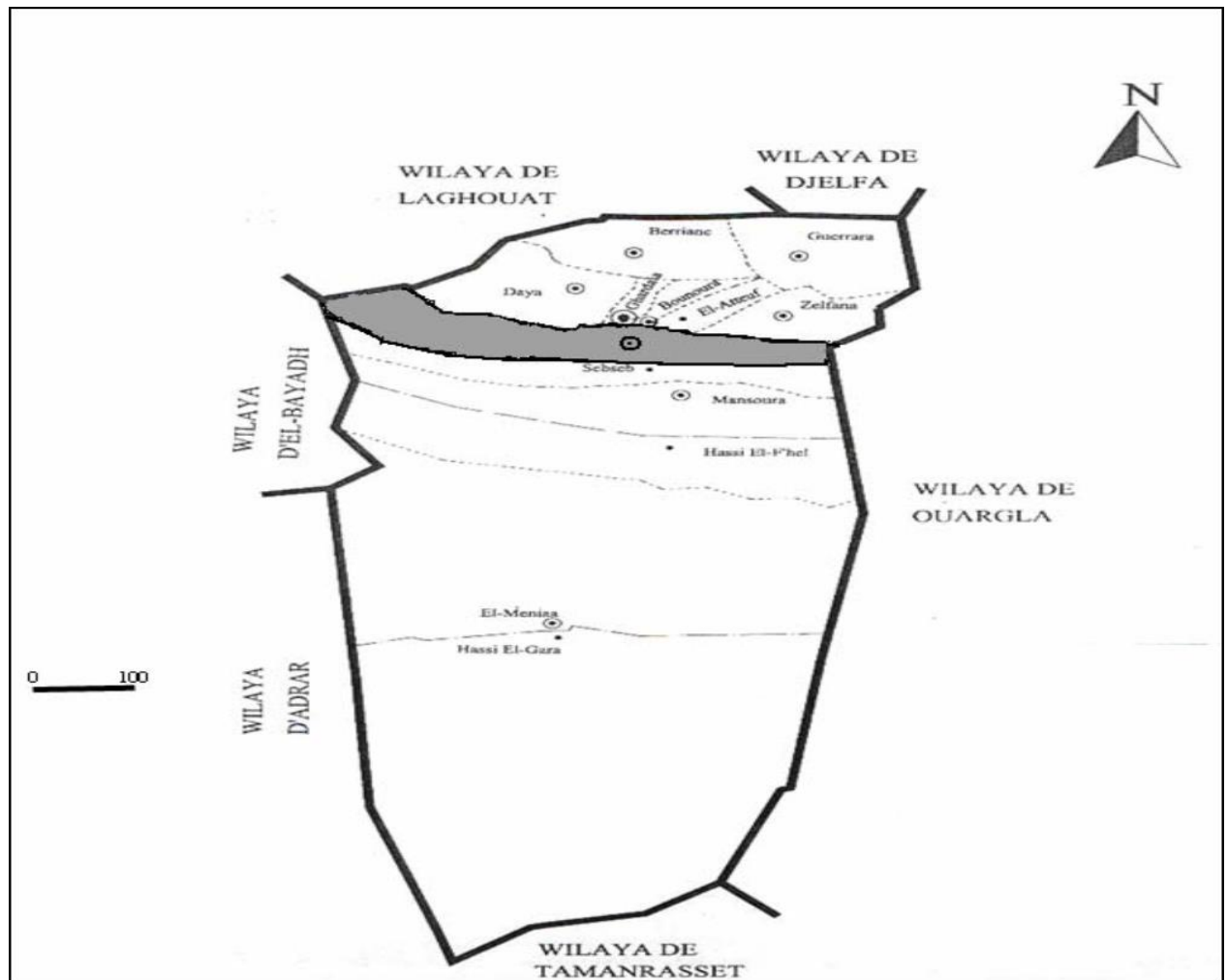


Figure 02 : Limites administratives de la région de Metlili (Atlas, 2004)

I.3. Climatologie

la région de Metlili est tours de la ville, situé sur les rives de l'oued qui coule au centre-ville partageant la ville en deux parties, Est et Ouest, jouit d'un climat saharien, avec des hivers froids et des étés chauds et secs [3].

La présente caractérisation est faite à partir d'une synthèse climatique de 13 ans entre 2001-2014 ; à partir des données de l'Office Nationale de Météorologie (Tableau 01).

Tableau01 : Données météorologique de la région de Metlili (2001-2014) [1] [4].

Mois	Paramètre					
	T (°C)	P (mm)	H(%)	I(h)	E (mm)	V.V (m/s)
Janvier	12.36	4.76	48.00	50.74	14	6.85
Février	13.75	2.88	41.30	46.39	19.28	7.44
Mars	33.52	11.13	37.39	52.87	25.07	10.05
Avril	21.6	8.61	34.91	74.42	32.39	9.57
Mai	25.96	3.46	28.07	62.64	38.26	10.44
Juin	30.98	4.06	24.93	67	55.14	9.84
Juillet	33.37	1.80	20.99	70.60	58.06	9.55
Aout	33.65	5.35	25.30	65.93	52.95	10.63
Septembre	29.58	14.16	34.65	54.18	40.16	8.08
Octobre	23.87	6.59	41.67	54.5	24.73	8.01
Novembre	16.74	4.05	47.27	50.63	18.35	6.74
Décembre	12.37	3.98	53.53	49.52	16.89	7.08
Moyenne	23.97	71.59*	36.5	699.42*	395.28*	8.69

H : Humidité relative **T** : Température **P** : Pluviométrie **I** : Insolation

V.V : Vitesse de vent **E** : Evaporation * : Cumule annule

I.3.1 Température :

Elle est marquée par une grande amplitude entre les températures de jours et seule de nuit, d'été et l'hiver. Le période chaude commence au mois de mai et dure jusqu'au mois de septembre. La température moyenne enregistré mois de aout est de 33.65°C, pour la période hivernale, la température moyenne enregistrée au mois de janvier ne dépasse pas 12.36°C.

I.3.2 Précipitations :

Les précipitations sont très faibles et irrégulières, elles varient entre 1.80mm et 14.16mm sur une durée moyenne de quinze(15) jours par ans. Le nombre des jours de pluie ne dépasse pas onze(11) jours (entre les mois de janvier et mars).les pluies sont en général torrentielles, fluctuantes et irrégulières durent peu de temps sauf cas exceptionnels.

I.3.3 Vents :

Le vent est le facteur principal de la topographie désertique. Pendant certains périodes de l'année, en général en mars et avril, on assiste au Sahara de véritables tempêtes de sable. Des trompes de sable se déplacent avec violence atteignant plusieurs centaines de mètres.

Pour ce qui est du Sirocco, dans la zone de METLILI on note une moyenne annuelle de 11 jours/ans pendant la période qui va du mois de mai à septembre.

I.3.4 Evaporation :

L'évaporation est très intense, surtout lorsqu'elle est renforcée par les vents chauds. Elle est de l'ordre de 395.28 mm /ans, avec un maximum mensuel de 58.06 mm au mois de juillet et un minimum de 14 mm au mois de janvier.

I.3.5 Humidité Relative :

L'humidité relative de l'air est très faible, elle est de l'ordre de 20.99 % en juillet, atteignant un maximum de 48 % en mois de janvier et une moyenne annuelle de 36.5 %.

I.3.6 Insolation :

La durée moyenne de l'insolation est de 699.42 heures/mois, avec un maximum de 67 au mois juin ; et un minimum de 46.93 au mois de janvier.

I.4. Aspect géologique et hydrologique de Metlili

La région de METLILI caractérise par un relief très accidenté forme par un réseau serré de ravines séparés par des crêtes ou croupes. Les ravins se sont sous l'actions de l'érosion pluviale au début du quaternaire.

Les ravins les plus profonds ont donné naissance aux grands Oued comme le cas de la vallée de METLILI, taillée en roche dure, laissant apparaître un escarpement en pente très forte qui domine les fonds plats de l'Oued, qui abrite toute au long de ses berges le lit actuel palmeraie en plein développement.

La région de la **CHEBKA** est caractérisée par un important réseau hydrographique, mais il est à sec pendant presque toute l'année ; cela est dû à la faiblesse et l'irrégularité des précipitations. Mais cela n'exclut pas des possibilités de crues importantes tous les 3 à 5 ans.

La vallée de Metlili entaillée dans les massifs calcaires du Turonien se caractérise par 3 couches géologiques

1- Touranien : une couche calcaire en majorité à profondeur de 153m et couvre la partie ouest de région.

2- Cénanien : profondeur de 153m, c'est une couche argileuse et couvre la partie extrême Nord de la région.

3- Albien : profondeur de 236m, c'est un mélange d'argile sableux, Argile, sable et calcaire sableux. [4].

I.4.1 Eaux de surface

Le bassin de METLILI se caractérise comme étant le pays du sud le plus pauvre en eaux superficielles à l'exception des crues d'Oued METLILI.

I.4.2 Eaux souterraines

Les principales ressources en eau de la commune sont d'origine souterraine. Elles sont contenues dans deux types d'aquifères ; les nappes phréatiques superficielles d'infero-flux et la nappe profonde captive du Continental Intercalaire dite albienne.

1. Nappes phréatiques

Elle est constituée par l'accumulation des eaux d'infiltration au-dessous d'une couche étanche située à quelque distance de la surface libre du terrain.

Dans la région de Metlili, elle est formée d'alluvions et de sable du quaternaire, constituée de galets et de poudingues tapissant les lits des oueds. Les alluvions reposent sur les couches calcaires dures du turonien. L'épaisseur de ces alluvions peut atteindre 25 à 30 mètres. Cette nappe présente un intérêt très important dans le domaine agricole, sa recharge est assurée par l'infiltration des pluies annuelles. La présence des synclinaux ainsi que la couche marneuse cénomanien à favorise l'alimentation de la nappe phréatique. Cette dernière est exploitée dans les palmeraies par des puits ordinaires. Le niveau hydrostatique dans ces

puits est caractérisé par l'instabilité, il décent pendant les périodes sèches et remonte pendant la saison humide.

2. Nappe Continental Intercalaire (CI)

C'est une nappe contenue, d'Ouest en Est entre un mur constitué par les horizons imperméables paléozoïques à néocomiens et un toit correspondant à la base argileuse du Cénomaniens. [4]. C'est une nappe qui est partagée entre trois pays maghrébins : l'Algérie, la Tunisie et la Libye. La partie Algérienne du Continental Intercalaire couvre 600 000 Km². Elle stocke un volume d'eau considérable, estimé à 50 000 milliards m³ environ. Cette nappe est plus connue sous la dénomination d'« Albien » [4].

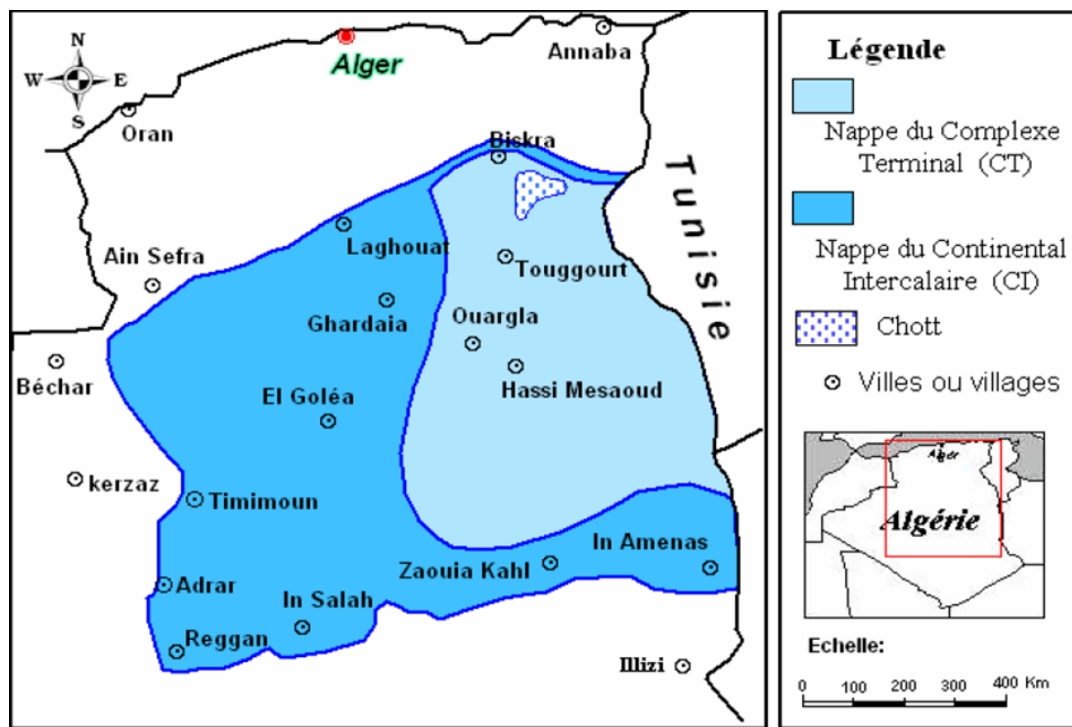


Figure 03: Carte des ressources en eau souterraines (Continental Intercalaire et Complexe Terminal).

Dans la région **METLILI** la nappe albien correspondant à la formation du continentale intercalaire avec une profondeur allant de 400 à 500m ; elle est caractérisée par un débit 22 à 45 l/s et est constituée d'une masse importante de grés et sable fin argileuse, qui est aquifère. Le cénomaniens représente son toit imperméable. la figure ci-dessous détermine le niveau du statistique de l'aquifère.

I.4.3 Bassin versant de l'oued Metlili

Le bassin versant de Metlili couvre une superficie d'environ 400 km². L'oued a pour origine la confluence de deux principaux oueds ; El Botma et Gaa au méridien 03° 25' Est et la parallèle 32° 23' Nord à une altitude de 650m, il parcourt environ 270km de l'Ouest vers l'Est pour atteindre la dépression de sabkhet safioune à une altitude de 120 m dans la région de Ouargla. Comme tous les oueds de la dorsale, l'écoulement est sporadique se manifestant à la suite de grandes averses orageuses. Pour une fréquence cinquantenaire le débit peut atteindre 500 m³/s [4].

I.5 Activités économiques

I.5.1 Agriculture

Le secteur agricole est limité, il est à vocation phoénicienne. Sur les 501012 Ha couverts par la superficie de la commune 187863 hectares sont affectés à l'agriculture et la superficie utile est évaluée à 2085 hectares.

L'élevage sédentaire et nomade est important dans la commune, la superficie des parcours et pacage est égale à 185774 hectares.

L'élevage ovin est essentiellement du ressort des nomades qui se subdivisent en deux catégories :

- ❖ Ceux inscrit dans la commune et se déplaçant sur des courtes et moyennes distances
- ❖ Ceux venant d'autres communes, en transit pour des durées plus ou moins longues sur les pâturages de la commune [4].

I.5.2 Industrie

L'activité industrielle dans la commune de **METLILI** n'a pas d'ampleur étant que la commune ne dispose pas des grandes potentialités industrielles. Actuellement la zone d'activité implantée au chef-lieu de la commune dont l'exploitation du gisement chaux et plâtre, laisse croire qu'au futur, les activités industrielles relevant de la P.M.I de se développer [4].

I.6. Aspect socio-économiques

D'après les résultats de dernier recensement (2011), la population de la commune de Metlili a atteint 45405 habitants avec un taux d'accroissement de 2,39 % [6]. Pour connaître

le nombre estimatif de la population pour l'horizon actuel, et aussi pour le moyen et long terme, on applique la relation suivante :

$$P_n = P_o \times (1+t)^n$$

Avec :

- ❖ P_n : nombre d'habitants dans l'horizon d'étude
- ❖ P_o : nombre d'habitants en 2011
- ❖ t : taux d'accroissement en %
- ❖ n : nombre d'années entre deux horizons.

Alors l'estimation du nombre d'habitants pour l'horizon 2016, 2026, 2036 et 2046 est présentée dans le tableau (02).

Tableau 02 : Estimation du nombre d'habitant de la commune de Metlili

Commune	N ^o hab :2011	T (%)	N ^o hab :2016	N ^o hab :2026	N ^o hab :2036	N ^o hab :2046
Metlili	45 405	2,39	50 872	63 860	80 165	100 633

I.7. Situation des réseaux de la ville Metlili

La ville de Metlili est couverte par des réseaux d'AEP et d'assainissement avec des pourcentages différents, comme le montre le tableau (03) :

Tableau03 : Situation des réseaux de la ville de Metlili [6] [3].

Commune	Metlili	
Réseau d'AEP	Longueur (Km)	150
	Taux de raccord (%)	90
Réseau d'assainissement	Longueur (Km)	14,32
	Taux de raccord (%)	80
Forages	N ^{bre}	20
	Débit d'un forage (l/s)	30
Réservoirs	N ^{bre}	17
	Capacité (m ³)	21250

I.7.1 Alimentation en eau potable AEP :

Le réseau d'eau potable de la ville de Metlili est de type mixte, il a une longueur totale de 150 Km. Le système comprend 20 forages et 17 réservoirs.

❖ Dotation en eau potable :

La dotation qui est alimente l'habitant de ville de Metlili est égale à 200 l/j/hab [3].

I.7.2 Réseau d'assainissement :

Le raccordement au réseau d'assainissement de la ville de Metlili est communal se fait avec de pourcentage de 80 %. Le réseau est de type unitaire (eau usée + eau de pluie).

❖ Rejet des eaux usées :

Les eaux usées urbaines générées par l'agglomération de la ville de Metlili sont rejetées directement vers le milieu récepteur qui est l'oued Metlili par un collecteur principal de longueur de 18km.

I.8. Les débits des eaux usées

I.8.1 Débit d'eau usée moyen journalier :

On donne le débit d'eau usée (Q_{ue}) journalier par la relation suivante : [5].

$$Q_{eu\ moyj} = Q_{eu\ dom} + Q_{eu\ équip}$$

Avec :

- ❖ $Q_{eu\ moyj}$: Débit d'eau usée moyen journalier (m^3/j).
- ❖ $Q_{eu\ dom}$: Débit eau usée moyen journalier domestique.
- ❖ $Q_{eu\ éq}$: Débit eau usée moyen journalier d'équipements.

$$Q_{eu\ équip} = 30\% \times Q_{dom}$$

$$Q_{eu\ dom} = (k_r \times D \times N) / 10^3$$

Avec :

- ❖ K_r : Coefficient de rejet compris entre 0,7 et 0,9. on prend 0,7.
- ❖ D : Dotation journalière en eau potable de la ville de Metlili. $D = 200$ l/j/hab.
- ❖ N : Nombre d'habitants.

I.8.2 Débit d'eau usée maximal journalier :

Il est donné par la relation suivante : [5].

$$Q_{eu\max j} = Q_{eu} \times K_j$$

Avec :

- ❖ $Q_{eu\max j}$: Débit d'eau usée maximal journalier.
- ❖ Q_{eu} : Débit moyen d'eau usée.
- ❖ K_j : Coefficient de majoration compris entre 1,1 et 1,3. On prend 1,3

I.8.3 Débit moyen horaire :

Il est donné par la relation suivante : [5].

$$Q_{moyh} = \frac{Q_{eu\ moyj}}{24}$$

I.8.4 Calcul du débit de pointe d'eau usée Q_{pt} :

On calcule le débit de pointe avec la formule suivante : [5].

Avec :

$$Q_{pt} = k_p \times Q_{moyh}$$

- ❖ Q_{pt} : Débit de pointe (m^3/h).
- ❖ $Q_{moy.h}$: Débit moyen horaire.
- ❖ K_p : Coefficient de pointe.

$$Si\ Q_{moyh} \leq 2,81\ l/s \Rightarrow k_p = k_p = 3$$


$$Si\ Q_{moyh} > 2,81\ l/s \Rightarrow k_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{moyh}\ (l/s)}}$$

I.9. Conclusion

Au cours de ce chapitre, nous avons vu que la ville de Metlili est caractérisée par un climat saharien aride, et elle repose sur un grand réservoir d'eau. Nous avons remarqué également que le taux d'accroissement de la population égale à 2,39 % ce qui implique une population important pour le futur. Les eaux usées sont liées au nombre d'habitants ainsi que les quantités des eaux consommées.

Dans le prochain chapitre, nous présenterons les différentes origines et caractéristiques des eaux usées.

CHAPITRE II



Origines et caractéristiques des eaux usées

II.1 Introduction

Les cours d'eau ont une capacité naturelle d'épuration. Mais cette capacité a pour effet de consommer de l'oxygène et n'est donc pas sans conséquences sur la faune et la flore aquatiques. Lorsque l'importance d'un rejet excède la capacité d'autoépuration de ces cours d'eau, la détérioration de l'environnement peut être durable. C'est pourquoi, il est indispensable d'épurer les eaux usées avant de les rejeter en milieu naturel.

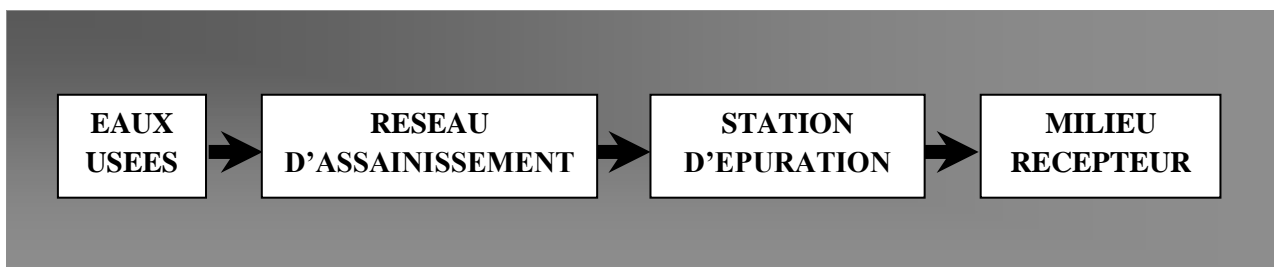
II.2 Systèmes d'assainissement collectif des eaux usées

Il s'agit de l'ensemble des ouvrages qui permettent de collecter et de traiter les eaux usées avant de les rejeter dans le milieu naturel. On distingue deux systèmes d'assainissement :

Les réseaux unitaires qui évacuent dans les mêmes canalisations les eaux usées domestiques et les eaux pluviales. Ils cumulent les avantages de l'économie (un seul réseau à construire et à gérer) et de la simplicité (toute erreur de branchement est exclue, par définition) ; mais nécessitent de tenir compte des brutales variations de débit des eaux pluviales dans la conception et le dimensionnement des collecteurs et des ouvrages de traitement [11].

Les réseaux séparatifs qui collectent les eaux domestiques dans un réseau et les eaux pluviales dans un autre. Ce système a l'avantage d'éviter le risque de débordement d'eaux usées dans le milieu naturel lorsqu'il pleut. Il permet de mieux maîtriser le flux et sa concentration en pollution et de mieux adapter la capacité des stations d'épuration [11].

Le premier système est plus commun et c'est celui-ci que nous allons décrire du point de vue de son fonctionnement et de sa surveillance. Il est constitué de quatre composants essentiels et indissociables :



Les deux premiers conditionnent le flux de pollution à traiter en quantité, qualité et variabilité. La sensibilité de milieu récepteur, détermine l'efficacité de la fiabilité des ouvrages de dépollution. La réglementation impose des quantités maximales de pollution qui peuvent être rejetées dans le milieu récepteur et qui seront fonction de sa sensibilité [5].

II.3 Définition des eaux usées

Les eaux usées, ou les eaux résiduaires, sont des eaux chargées de résidus, solubles ou non provenant de l'activité humaine industrielle ou agricole et parvenant dans les canalisations d'évacuation des eaux usées.

Elles représentent, une fraction du volume des ressources en eaux utilisables mais leur qualité très médiocre exige une épuration avant leur rejet dans le milieu naturel.

Une eau est considérée comme « eau usée » lorsque son état, sa composition sont modifiés par les actions anthropiques dans une mesure telle qu'elle se prête moins facilement à toutes ou certaines des utilisations auxquelles elle peut servir à l'état naturel. Aujourd'hui : on parle de plus en plus des notions d'eaux claires [10].

II.4 Origine et nature des eaux usées

Les eaux usées peuvent être classées selon leur origine comme suit :

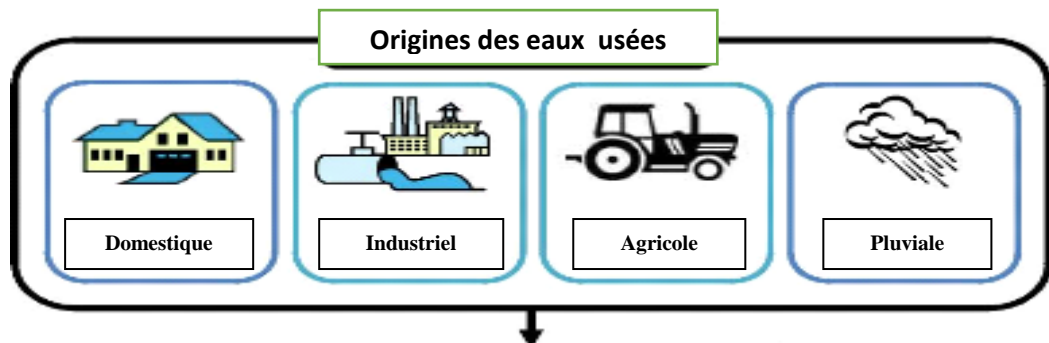


Figure 04 : Classification des eaux usées

II.4.1 Les eaux usées domestiques

Ces eaux sont constituées par :

- ❖ eaux ménagères (lavage corporel et du linge, eaux de cuisine).
- ❖ eaux de vannes.
- ❖ eaux de lavage de voirie.

Elles contiennent des matières minérales et organiques dans les trois phases ; solide, liquide et gazeuse et dans les trois états de dispersion ; débris grossiers, suspensions (émulsions), colloïdes, molécules dissoutes dissociés ou non.

Les eaux usées domestiques véhiculent aussi les micro-organismes pathogènes ou saprophytes et virus.

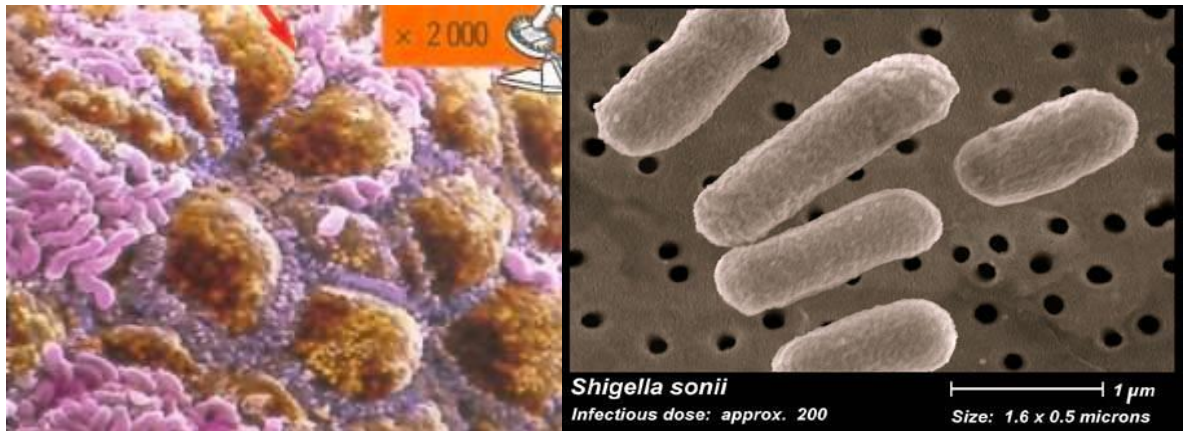


Photo 01 : photos microscopiques des micro-organismes pathogènes

II.4.2 Eaux industrielles

Elles sont très différentes des eaux usées domestiques. Leurs caractéristiques varient d'une industrie à l'autre. En plus de matières organiques, azotées ou phosphorées, elles peuvent également contenir :

- ❖ Des graisses (industries agroalimentaires, équarrissage);
- ❖ Des hydrocarbures (raffineries);
- ❖ Des métaux (traitements de surface, métallurgie);
- ❖ Des acides, des bases et produits chimiques divers (industries chimiques divers, tanneries);
- ❖ De l'eau chaude (circuit de refroidissement des centrales thermiques);
- ❖ Des matières radioactives (centrales nucléaires, traitement des déchets radioactifs) [7].

Dans certains cas, avant d'être rejetées dans les réseaux de collecte, les eaux industrielles doivent faire l'objet d'un prétraitement de la part des industriels. Elles ne sont mêlées aux eaux domestiques que lorsqu'elles ne présentent plus de danger pour les réseaux de collecte et ne perturbent pas le fonctionnement des usines de dépollution [7].

II.4.3 Eaux pluviales

Ces eaux peuvent être fortement polluées, en particulier au début de pluie du fait :

- ❖ de la dissolution des fumées dans l'atmosphère.

- ❖ du lavage des chaussées grasses et des toitures chargées de poussière.
- ❖ du lessivage des zones agricoles traitées (épandage de désherbants et d'engrais).

Les polluants présents dans ces eaux peuvent être des matières organiques biodégradables ou non, des matières minérales dissoutes ou en suspension [7].

II.5. Composition des eaux usées

Les impuretés contenues dans les eaux usées urbaines contiennent des matières minérales et des matières organiques (qui sont entraînées par le courant liquide) sous forme de matières en suspension (décantables, flottantes, et colloïdales).

II.6. Définition de la pollution

La pollution de l'eau est une dégradation physique, chimique ou biologique de cette eau, provoquée par le rejet de substances indésirables qui perturbent les conditions de vie et l'équilibre du milieu aquatique, et induisent d'importantes nuisances : mauvaises odeurs, fermentations, inconforts divers, et des risques sanitaires qui se répercutent, à court terme, sur notre organisme, à travers, la chaîne alimentaire de laquelle nous dépendons [13].

II.7. Pollution des eaux usées

La pollution se manifeste généralement sous quatre formes principales :

- ❖ D'origine organique.
- ❖ D'origine microbiologique.
- ❖ D'origine minérale
- ❖ D'origine toxique (minérale et organique).

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

II.7.1 Pollution organique :

La pollution organique constitue souvent la fraction la plus importante d'autant plus que dans son acception la plus large, cette forme de pollution peut être considérée comme résultant de diverses activités (urbaines, industrielles, artisanales et rurales) chaque activité rejette des composés spécifiques biodégradables ou pas.

On distingue pour les eaux usées urbaines les matières organiques banales (protides, lipides, glucides), les détergents (anioniques, cationiques, non ioniques), les huiles et goudrons [7].

II.7.2 Pollution microbiologique :

Cette pollution est due à la présence d'une multitude d'organismes vivants dans les eaux usées apportés par les excréments d'origines humaine ou animale. Ces bactéries jouent le rôle de témoins de pollution. La pollution microbiologique devient très dangereuse lorsque les eaux usées sont rejetées dans un milieu récepteur pouvant provoquer des maladies dangereuses pour l'individu.

II.7.3 Pollution minérale :

Il s'agit principalement d'effluents industriels contenant des substances minérales tels que : Les sels, les nitrates, les chlorures, les phosphates, les ions métalliques, le plomb, le mercure, le chrome, le cuivre, le zinc et le chlore.

Ces substances suscitées :

- ❖ Peuvent causer des problèmes sur l'organisme de l'individu.
- ❖ Perturbent l'activité bactérienne en station d'épuration.
- ❖ Affectant sérieusement les cultures [7].

II.7.4 Pollution toxique :

La toxicité présente dans les eaux usées peut être organique ou minérale, les substances organiques toxiques sont entrés autres les pesticides, les hydrocarbures et les produits organiques de synthèse industriels (aldéhydes, phénols, produits azotes ...etc.). Les substances minérales toxiques sont : les sels à fortes concentration, les ions métalliques rejetés par les effluents industriels.

II.8 Paramètres de pollution des eaux

La pollution des eaux usées se présente sous trois formes principales

- ❖ Physique (matières en suspension).
- ❖ Chimique (matières organiques dissoutes).
- ❖ Biologique

II.8.1 Paramètres physiques :**a) Température :**

L'augmentation de la température diminue la solubilité des gaz et la teneur en oxygène dissous, ce qui est néfaste pour la faune, la flore et pour les facultés d'autoépuration de l'eau. Le fonctionnement de certains ouvrages de la chaîne de traitement (dégraisseur) nécessite que l'effluent présente une température inférieure à 30°C.

b) Conductivité :

La conductivité varie en fonction de la température, et dépend de la concentration et de la nature des substances dissoutes.

c) Couleur :

Elle est normalement grisâtre. La couleur noire indique une décomposition partielle des matières contenues dans les eaux usées, tandis que les autres teintes sont d'origine industrielle. Elle est déterminée à l'aide d'un comparateur optique.

d) Odeur :

L'eau d'égout fraîche a une odeur fade qui n'est pas désagréable. Une odeur nauséabonde indique une eau qui commence à fermenter par stagnation soit dans le réseau d'égout soit avant le rejet.

e) Matières en suspension (MES) :

Les MES représentent la partie solide de la pollution, ce résidu non filtrable est partiellement éliminé lors du traitement primaire de la station d'épuration ; ont recours à cet égard aux procédés de décantation (décantation primaire).

Les MES se subdivisent en deux catégories : les matières fixes et les matières volatiles, c'est-à-dire qu'une partie de MES se volatilise lorsqu'elle est chauffée à haute température (550 °C) ; cette partie constitue la fraction organique et les sels inorganiques volatils.

f) Matières volatiles en suspension (MVS) :

Elles représentent la fraction organique des matières en suspension. Elles sont mesurées par calcination à 650 °C. Elles constituent environ 70 à 80 % de MES.

g) Matières minérales :

C'est la différence entre les matières en suspension et les matières volatiles. Elles représentent donc le résidu de la calcination, et correspondent à la présence de sels, silice, poussières...etc.

h) Matières décantables et non décantables :

On distingue les fractions qui décantent en un temps donné. Les matières non décantables sont celles qui restent dans le surnageant et qui vont donc être dirigées vers le procédé de traitement biologique ou chimique.

II.8.2 Paramètres chimiques :**a) PH (Potentiel Hydrogène) :**

Le pH joue un rôle capital dans le traitement biologique .il exprime le degré d'acidité ou d'alcalinité des eaux usées. Ce paramètre joue un rôle primordial :

- ❖ dans les propriétés physico-chimiques (acidité, agressivité) ;
- ❖ dans les processus biologiques, dont certains exigent des limites de pH très étroites se situant entre 6,5 et 8,5 [13].

b) demande biochimique en oxygène (DBO) :

L'absorption d'oxygène due au déversement d'eau usée dans un cours d'eau est fonction de la concentration de matière biodégradable qu'elle contient. D'où la notion de demande biochimique d'oxygène de cette eau (DBO). On l'exprime en milligramme d'oxygène par litre d'eau.

La DBO est définie comme la concentration d'oxygène consommée pour réaliser la destruction des composés azotés dans les conditions de l'essai : incubation à 20C°, à l'abri de la lumière et de l'air, et pendant un temps donné. On a choisi par convention une mesure après 5 jours d'incubation appelée DBO₅, cette valeur ne représente qu'une fraction de la

DBO ultime, soit environ 70%, car la minéralisation complète des matières organiques nécessite un temps de 20 jours ou plus [7].

c) Demande chimique en oxygène (DCO) :

La demande chimique en oxygène est la quantité d'oxygène consommée par les matières existant 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 leur origine organique ou minérale.

Ce test est particulièrement utile pour l'appréciation du fonctionnement des stations de traitement [7]. La mesure de la DCO s'effectue avant celle de la DBO, afin d'estimer la proportion des dilutions à effectuer.

Pour le choix du procédé d'épuration on examine le rapport DCO/DBO_5

- ❖ $DCO/DBO_5 = 1$ pollution totalement biodégradable.
- ❖ $1 < DCO/DBO_5 < 1,6$ épuration biologique associé à un traitement physico-chimique.
- ❖ $1,6 < DCO/DBO_5 < 3,2$ traitement biologique.
- ❖ $DCO/DBO_5 > 3,2$ traitement physico-chimique. L'eau est pratiquement non traitable par voie biologique [13].

d) Les nutriments :

Ce sont des éléments chimiques tels que l'azote et le phosphore. La connaissance des quantités de nutriments, contenues dans les eaux usées est donc indispensable pour contrôler leur rejet dans les milieux récepteurs, d'autre part l'azote et le phosphore sont des constituants essentiels de la matière vivante et leur présence est indispensable pour assurer le traitement par voie biologique des effluents urbains et industriels biodégradables.

e) L'oxygène dissous :

Il caractérise le degré de la pollution d'un cours d'eau. Sa concentration dans l'eau varie en fonction de la température. La détermination de ce paramètre dans l'eau se fait à l'aide d'un oxymètre.

II.8.3 Paramètres biologiques :

Les eaux usées véhiculent des matières fécales, et des urines, celles-ci sont chargées de germes de différentes natures, dont certaines sont pathogènes (bactéries, virus, parasite...etc.)

Les opérations de dénombrement des bactéries dans les eaux résiduaires doivent être interprétées avec précaution, puisque dans ce milieu si particulier les organismes vivants ne se présentent pas sous forme isolée.

C'est pour cela que le niveau de contamination des eaux résiduaires urbaines n'est déterminé qu'à partir de la concentration moyenne des germes témoins pour un volume donné d'eau résiduaire (nombre de germes/100 ml).

II.9 Charges polluantes

II.9.1 Charges en DBO₅ :

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

- ❖ Réseau séparatif : 60 à 70 g/hab/j.
- ❖ Réseau unitaire : 70 à 80 g/hab/j.

II.9.2 Charges en MES :

On estime au niveau d'une station d'épuration qu'après les prétraitements physiques (dégrillage et dessablage) et suivant le type de réseau, nous avons :

- ❖ Réseau séparatif : 70 g/hab/j, dont 70% de MVS.
- ❖ Réseau unitaire : 80 g/hab/j, dont 66% de MVS.

II.10 Les normes de rejet

Valeurs limites des paramètres de rejet des installations de déversement industrielles : (Décret exécutif n°93-160 du 10 juillet 1993 réglementant les rejets d'effluents liquides industriels-JORADP)

Comme le montre le tableau (4) : [7].

Tableau 04 : normes de rejets par OMS

Paramètres	valeurs	unités
DBO ₅	30 – 40	mg/l
DCO	90 – 120	mg/l
MES	30	
PH	5,5 – 8,5	mg/l
Azote total	50	-
Huiles et graisses	20	
Température	30	mg/l
Phosphates	2	
Détergents	1	mg/l

II.11. Conclusion

Les eaux usées de différentes compositions et de diverses origines constituent un problème pour la nature lors du rejet sans subir de traitements au préalable. Afin de montrer l'intérêt de leur épuration, nous avons présenté dans ce chapitre, les origines et caractéristiques des eaux usées.

Le prochain chapitre entamera les divers procédés de traitement des eaux usées.

CAPITRE III



Procédés d'épuration des eaux usées

III.1 Introduction

Divers procédés ou méthodes de traitement des eaux usées existent et peuvent être utilisés, mais leur application dépend à la fois des caractéristiques des eaux à traiter et de degré d'épuration désiré.

Le traitement des eaux usées a pour but de dépolluer suffisamment pour qu'elles n'altèrent pas la qualité du milieu naturel dans lequel elles seront finalement rejetées, ou bien être réutilisée dans le cadre des mesures nécessaires à une bonne gestion de l'eau (recyclage), plus particulièrement en milieu industriel.

De l'arrivée à la station d'épuration jusqu'au rejet naturel, le traitement comporte en générale:

- ❖ Prétraitements physiques
- ❖ Traitements primaires
- ❖ Traitements secondaires
- ❖ Traitement tertiaire

III.2 Prétraitements physiques

Les dispositifs de prétraitement sont présents dans toutes les stations d'épuration, quels que soient les procédés mis en œuvre à l'aval.

Ils ont pour but d'éliminer les éléments solides ou particuliers les plus grossiers, susceptibles de gêner les traitements ultérieurs ou d'endommager les équipements : déchets volumineux (dégrillage), sables (dessablage) et corps gras (dégraissage – déshuilage).

III.2.1 Dégrillage :

À l'arrivée de 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 [12].

Techniquement, de nombreux types de grilles existent :

- ✓ **Grilles manuelles** : Composées de barreaux le plus souvent inclinés à 60 –80° sur l'horizontal, elles sont cependant réservées aux très petites stations.
- ✓ **Grilles mécaniques** : Cette mécanisation est indispensable afin d'éviter un colmatage rapide des canalisations.

Les grilles mécaniques se classent en deux catégories :

- Les grilles droites ;
- Les grilles courbes [24].



Photo 02 : Dégrilleur courbe

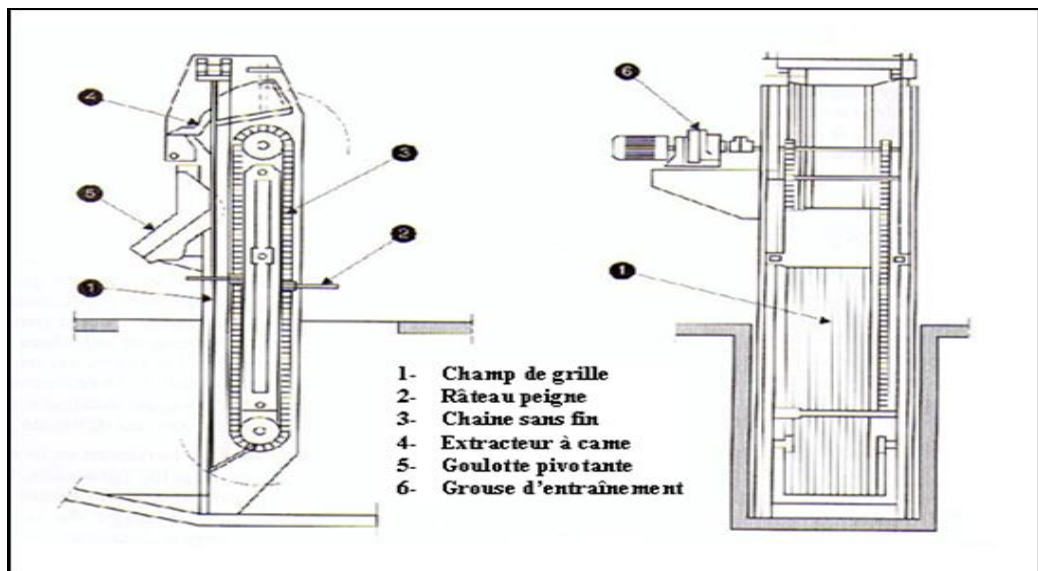


Figure 05 : Grille mécanique droite

Le tableau (05) montre les différents types du dégrillage :

Tableau 05 : Différents types du dégrillage [5].

Type	Espacement entre les barreaux
Pré – dégrillage	30 à 100 mm
Dégrillage moyen	10 à 25 mm
Dégrillage fin	3 à 10 mm

❖ **Calcul de dégrilleur :**

Pour le calcul du dégrilleur on établit la relation entre la perte de charge, le coefficient de forme des barreaux et l'angle que fait la grille avec l'horizontale, elle est donnée par **KIRSCHMER** : [5]

$$\Delta H = C \frac{V^2}{2g}$$

$$C = \beta \left(\frac{e}{E} \right)^{4/3} \sin \alpha$$

Avec :

- ❖ ΔH : La perte de charge.
- ❖ β : Coefficient de forme des barreaux.
- ❖ e : Largeur apparente des barreaux.
- ❖ E : L'espace entre les barreaux.
- ❖ α : L'angle d'inclinaison.
- ❖ C : Coefficient de Chézy.
- ❖ V : vitesse d'écoulement.

Les valeurs de β changent selon la forme des barreaux. Le tableau (6), regroupe les valeurs de β en fonction des sections des barreaux.

Tableau 06 : Valeurs de β en fonction des formes des barreaux [5].

Type de barreaux	β
Section rectangulaire	2,42
Section rectangulaire avec arrondi semi circulaire à l'amont	1,83
Section rectangulaire avec arrondi semi circulaire à l'amont et aval	1,67
Section circulaire	1,79
Section ovoïde avec une grande largeur à l'amont	0,76

❖ Calcul de la section minimale de la grille

Le débit traversant la grille mécanique est donné par :

$$Q = (1 - \beta) \times S \times V \times \tau \quad \tau = 1 \text{ (grille mécanique)}$$

La section minimale de la grille, $S = L \cdot l$ avec :

Avec :

- ❖ L : longueur oblique mouillée de la grille.
- ❖ l : largeur de la grille.
- ❖ τ : coefficient de colmatassions.

$$(1 - \beta) = 1 - \frac{e}{(e + E)}$$

$$S = \frac{Q}{V(1 - \beta)}$$

❖ Calcul de la longueur oblique mouillée de la grille

La section minimale de la grille est donnée par la formule suivante :

$$S = L \times l$$

h_{\max} : hauteur maximale.

$$L = \frac{h_{\max}}{\sin \alpha}$$

❖ Calcul de la largeur de la grille

Pour calculer la largeur (l) de la grille on a :

$$S = L \times l \Rightarrow l = S/L$$

III.2.2 Dessablage :

Le déssableur est un ouvrage dans lequel les particules denses, dont la vitesse est inférieure à

0,3 m/s, vont pouvoir se déposer. Il s'agit principalement des sables. L'élimination des sables présents dans les effluents bruts est une opération indispensable pour :

- ❖ éviter les dépôts dans les canalisations conduisant à leur bouchage ;
- ❖ protéger les pompes et autres organes mécaniques contre l'abrasion ;
- ❖ éviter de perturber les autres stades du traitement (surtout au niveau du réacteur biologique) ;
- ❖ réduire la production des boues.

Le dessablage concerne les particules minérales de granulométrie supérieure à 100 μm . Ce type d'ouvrage est dimensionné à partir des vitesses de sédimentation des particules, évaluées par les lois de Stokes et de Newton. Des abaques fournissent ces vitesses. On distingue deux types de déssableur suivant la géométrie des bassins ou la circulation du fluide : les déssableur à canaux gravitaires et les hydrocyclones [14].

❖ **Déssableur aéré :**

Déssableur aéré, est un bassin muni d'un dispositif d'agitation à l'air comprimé. L'effet de l'aire injecté est d'assurer une turbulence constante qui évite le dépôt des matières organiques, et provoque l'apparition d'un mouvement de rotation permettant d'accélérer la sédimentation des sables (Figure 6).

Ce type est calculé par un temps de séjour entre 3 et 5 minutes, et avec un volume d'aire injecter égale 1 à 1,5 m^3/m^3 d'eau, la vitesse est de l'ordre de 40 m/h et 70 m/h. pour les particules de diamètre 200 μm [5].

Pour le déssableur aéré, et pour le calcul de ce déssableur on doit remplir les conditions suivantes :

- ❖ $0,3 \leq h / b \leq 0,5$
- ❖ $01\text{ m} \leq h \leq 2,5\text{ m}$
- ❖ $b \leq 6\text{ m}$
- ❖ $L \leq 30\text{ m}$

Avec :

- ❖ h : La hauteur du bassin ;

- ❖ b : La largeur du bassin ;
- ❖ L : La longueur du bassin ;

Le dimensionnement s'effectue sur la base du débit transitant vers la station avec un temps de séjour $t_s = 4 \text{ min}$.

Le volume total est calculé comme suit :

$$V_T = Q_{step} \times t_s \text{ (m}^3\text{)}$$

- ❖ Q_{step} : Le débit transitant vers la station ;
- ❖ t_s : temps de séjour en minutes = 4 min ;

On peut calculer le volume retenu par le déssableur comme suit :

$$W_s = N \times Q$$

Avec :

- ❖ W_s : Volume de sable retenu.
- ❖ N : Nombre d'équivalent habitant.
- ❖ Q : Quantité de sable par an par habitant; on admet généralement $Q = 5 \text{ à } 12$ l/hab. an.

Le débit d'air est estimé de $0,5 \text{ à } 2 \text{ m}^3 / \text{h} / \text{m}^3$ de capacité de l'ouvrage.

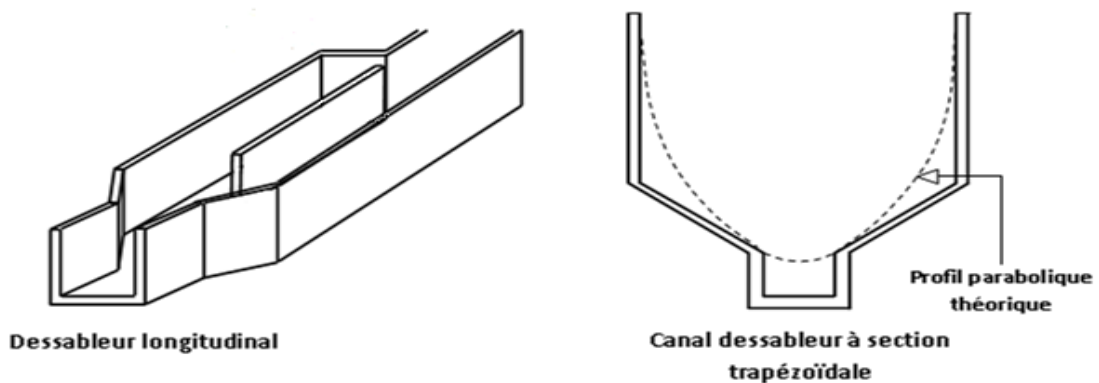


Figure 06 : Dessableur aéré

III.2.3 Dégraissage-déshuilage :

Le dégraissage-déshuilage vise à éliminer les graisses et les huiles dans les eaux usées, qui peuvent gêner l'efficacité des traitements biologiques qui interviennent ensuite. L'opération s'effectue par flottation. L'injection d'air au fond de l'ouvrage permet la remontée en surface des corps gras. Les graisses et huiles sont raclées à la surface, puis stockées avant d'être éliminées (mise en décharge ou incinération). Elles peuvent aussi faire l'objet d'un traitement biologique spécifique au sein de la station d'épuration.

III.3. Traitement primaires

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

La décantation est une technique de séparation des matières en suspension et des colloïdes rassemblés en floc. Cette technique est très répandue dans les usines d'épuration et de traitement des eaux.

La décantation primaire vise à parfaire la qualité des prétraitements notamment par la capture de MES naturellement décantables et par une élimination poussée des flottants (Huiles et graisses). Lors de cette étape, les particules, dont la densité est supérieure à l'eau, vont avoir tendance à s'accumuler au fond du décanteur sous l'effet de la pesanteur. Les particules seront éliminées du fond du bassin périodiquement [24].

Différents types de décantation :

- ✓ Décantation statique : les particules sont considérées indépendantes et tombent à leur propre vitesse. L'écoulement doit être laminaire sans turbulences, ni courants.

Le principe est que les particules atteignent le fond du décanteur avant de sortir.

- ✓ Décantation lamellaire : On dispose des lamelles par rapport à l'horizontal pour avoir des décanteurs de faible surface admettant de plus forts débits.
- ✓ Décantation à contact de boues aussi appelée en compression de boues : la

décantation- floculation est améliorée si la concentration en particules augmente. On met donc en contact l'eau floculée avec des boues déjà formées.

- ✓ Décantation à floc lesté : Le lestage du floc par du micro sable permet d'augmenter la densité des particules et par conséquent la sédimentation des particules (donc augmentation de V_p).

On peut atteindre une élimination de 30 à 40% de la DBO5 et environ 60% de MES lors de la décantation primaire avec une charge superficielle de 2m/h en moyenne [24].

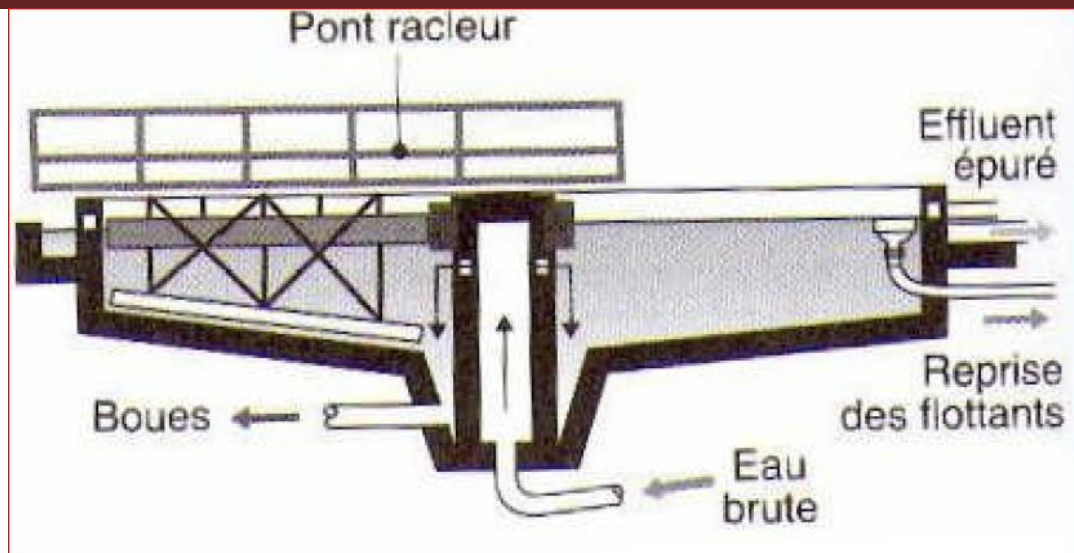


Figure 07 : Schéma d'un décanteur primaire

III.4. Traitement secondaires

Ce traitement permet d'éliminer les impuretés présentes sous forme soluble, ou lorsque leur taille ne leur permet pas d'être piégées dans le traitement primaire. En cette étape, on distingue deux types de traitement à savoir : un traitement Physico-chimique et un traitement par voie biologique.

III.4.1 Traitement physico-chimique :

Après une étape de prétraitement, le traitement physico-chimique consiste en une séparation physique solide-liquide après un ajout de réactifs chimiques ayant provoqué l'agglomération des matières en suspension (MES). Le traitement se déroule en 4 phases :

❖ Coagulation :

Consiste à déstabiliser des suspensions pour faciliter leur agglomération. Il faut neutraliser leurs charges de manière à réduire leurs forces de répulsion. Ainsi, les colloïdes présents dans les eaux de rivière sont généralement chargés négativement ; il faut donc ajouter des coagulants de charge positive tel que les sels de fer ou d'aluminium, minéraux ou cations trivalents employés notamment dans le traitement de l'eau potable. En eaux industrielles, on utilise plutôt des coagulants organiques [7].

❖ Flocculation :

Permet l'agglomération des particules neutralisées par la coagulation. Les flocculants, polymères organiques de synthèse (anioniques, neutres ou cationiques), piègent dans leurs mailles les petites particules déstabilisées pour former un floc. Les flocculants existent sous

forme solide, en billes ou en solution. Flocculant minéraux : farines de gaur, produit à base d'algues.

- ❖ **Neutralisation** : Consiste à optimiser le PH des réactions précédentes par ajout d'une base (chaux).
- ❖ **Décantation** : Permet la séparation des phases et donc le rejet de l'eau traitée (eau dont on a retiré les matières en suspension)

Avantage :

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

Inconvénients :

- ❖ peu adapté aux petites collectivités sans automatisation et sans personnel permanent ;
- ❖ élimination incomplète de la pollution organique et de l'azote ;
- ❖ coûts d'exploitation élevés (réactifs) ;
- ❖ automatisation de l'injection pas toujours satisfaisante pour faire face aux brusques variations de charge ;
- ❖ production importante de boues putrescibles.

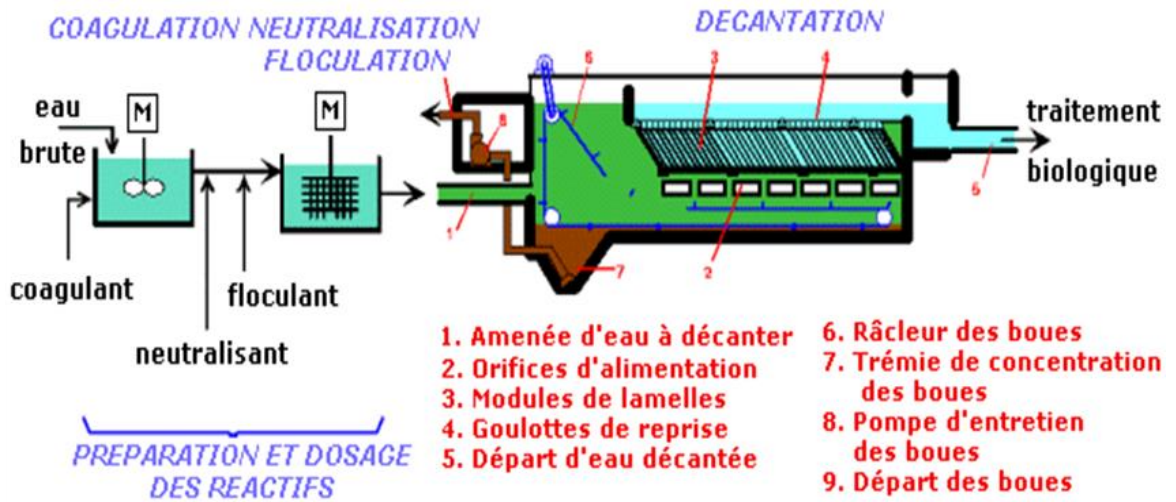


Figure 08 : Traitement physico-chimique

III.4.2 Traitement biologiques

Les traitements biologiques permettent de faire passer les éléments présents dans l'eau sous forme soluble ou colloïdale en éléments flocculables et de constituer des agrégats. Le traitement biologique des eaux résiduaires est basé sur les mêmes phénomènes que ceux de l'autoépuration naturelle des cours d'eau (rivières, lacs, barrages et mer) sous l'action des micro-organismes aquatiques.

Dans les ouvrages d'épuration biologiques, tous les processus sont intensifiés à cause des conditions artificielles plus favorables à la dégradation de la pollution organique, qui peuvent être séparés de la phase liquide. Parmi les divers organismes responsables des phénomènes biologiques, les bactéries sont les plus importantes et les plus nombreuses.

La dégradation biologique s'accomplit en deux phases presque simultanées :

- ❖ une phase d'absorption, très rapide, au cours de laquelle les substances organiques s'absorbent sur la membrane extérieure des cellules.
- ❖ une phase d'oxydation, plus lente, au cours de laquelle a lieu l'oxydation des matières organiques en produits de décomposition tels que CO_2 et H_2O .

La vitesse de dégradation dépend de plusieurs paramètres tels que la quantité d'oxygène, la masse totale de micro-organismes, la température et surtout la nature des substances à traiter [7].

Les principaux procédés d'épuration biologique sont :

Epandage :

L'épandage est un moyen à la fois d'épurer et d'évacuer les eaux usées dans le sol. Ce n'est pas un traitement qui conduit à la réutilisation, mais c'est un système, simple, robuste et peu coûteux, à la disposition des collectivités rurales pour gérer le devenir de leurs eaux d'égout.

L'épandage est soit superficiel, soit souterrain. Cette deuxième solution est préférable, car elle minimise les risques sanitaires, les risques d'odeurs et n'oblige pas à interdire l'accès de la parcelle concernée.

Quand un épandage assure un traitement principal, il est précédé - selon la taille de l'installation - par une ou plusieurs fosses septiques, un décanteur-digester ou une lagune primaire. Le but de ces systèmes est de réduire la charge organique que le sol reçoit et, surtout, de limiter les risques de colmatage des dispositifs de répartition de l'eau dans l'épandage. [18] la figure suivante montre l'opération d'épandage :

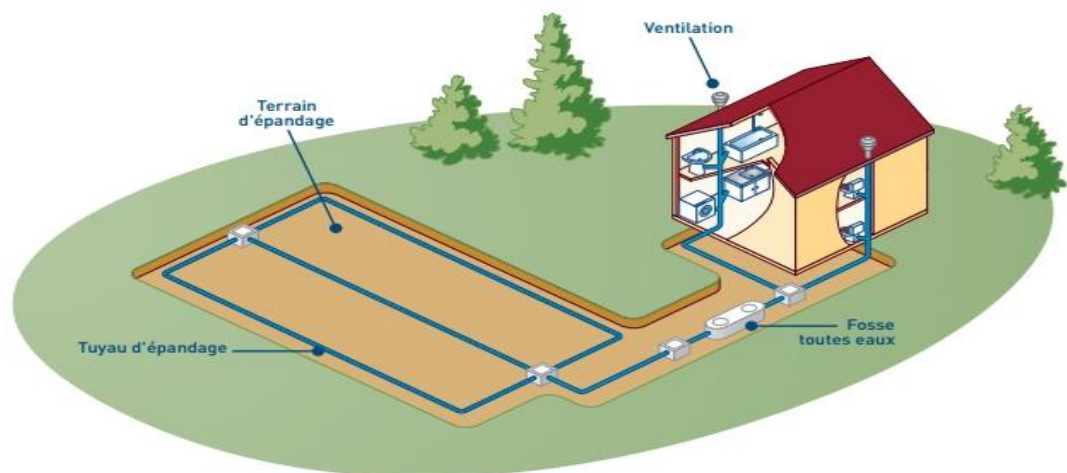


Figure 09 : L'épandage

Avantages

- ❖ enrichissement du sol par les éléments nutritifs.

Inconvénients

- ❖ risque de contamination des nappes aquifères.
- ❖ risque de colmatage des sols.
- ❖ utilisation de grandes surfaces de terrain.
- ❖ dispersion des germes pathogènes.
- ❖ procédé non utilisé en période pluvieuse.

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 [7].

Avantages

- ❖ généralement 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

- ❖ coûts d'investissement assez élevés ;
- ❖ nécessité de prétraitements efficaces ;
- ❖ sensibilité au colmatage et au froid ;
- ❖ source de développement d'insectes (en cas de conception et/ou d'exploitation défectueuse) ;
- ❖ boues fermentescibles ;

- ❖ ouvrages de taille importante si des objectifs d'élimination de l'azote sont imposés.

Contraintes d'exploitation

- ❖ passage de l'exploitant au moins deux à trois fois par semaine ;
- ❖ faible technicité requise pour l'exploitant : éviter le colmatage du sprinkler et du matériau de remplissage ;
- ❖ faible consommation énergétique ;
- ❖ extraction des boues du décanteur - digesteur une à deux fois par an [12].

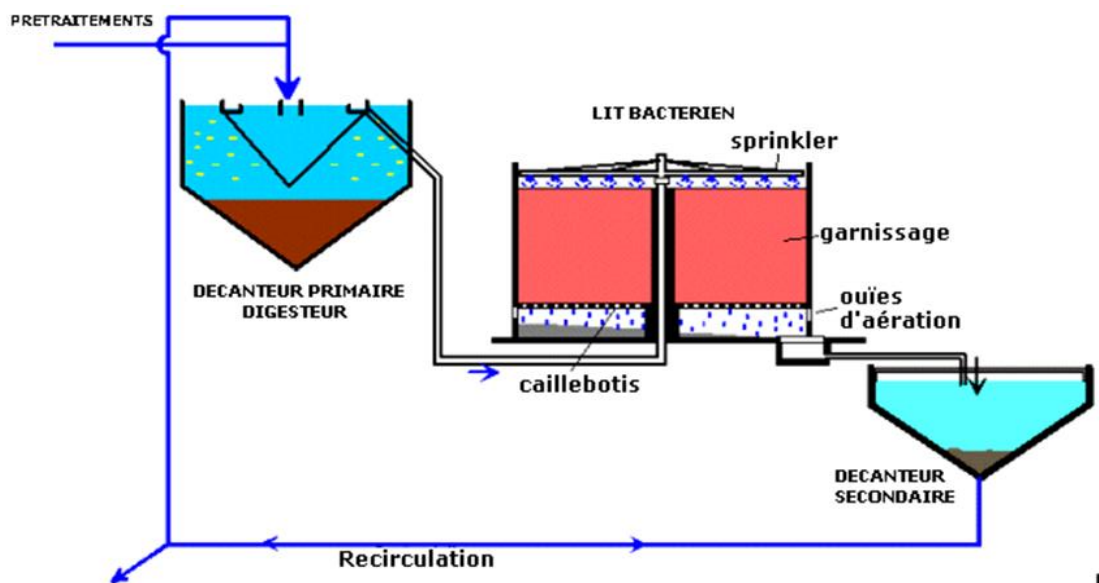


Figure 10 : Lit bactérien

Disques biologiques :

Le procédé de traitement par des disques biologiques, ou bio-disques, est un procédé de traitement biologique à cultures fixées. Le réacteur biologique est constitué de plusieurs disques minces en plastique montés sur un axe horizontal. Les micro-organismes responsables de la dégradation sont fixés naturellement sur les disques et forment un biofilm d'une épaisseur d'environ 1 à 4 mm. Environ 40 % de la surface des disques est immergée. Le mouvement rotatif des disques autour de l'axe expose alternativement la biomasse à l'atmosphère et aux eaux usées permettant ainsi l'aération et le mélange des eaux usées. Les forces de cisaillement créées par le mouvement de rotation limitent l'épaisseur du biofilm et entraînent un détachement de la biomasse excédentaire, qui est ensuite séparé de l'effluent au moyen d'un clarificateur [8].



photo 03 : photos Disques biologiques

Avantages

- ❖ généralement adaptés pour les petites collectivités ;
- ❖ bonne décantabilité des boues ;
- ❖ 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.

Contraintes d'exploitation

- ❖ passage de l'exploitant au moins deux à trois fois par semaine ;
- ❖ faible technicité requise pour l'exploitant : surveiller la bonne rotation des disques biologiques (absence de balourd) et assurer un bon entretien électromécanique ;
- ❖ faible consommation énergétique ;
- ❖ extraction des boues du décanteur- digesteur une à deux fois par ans [12].

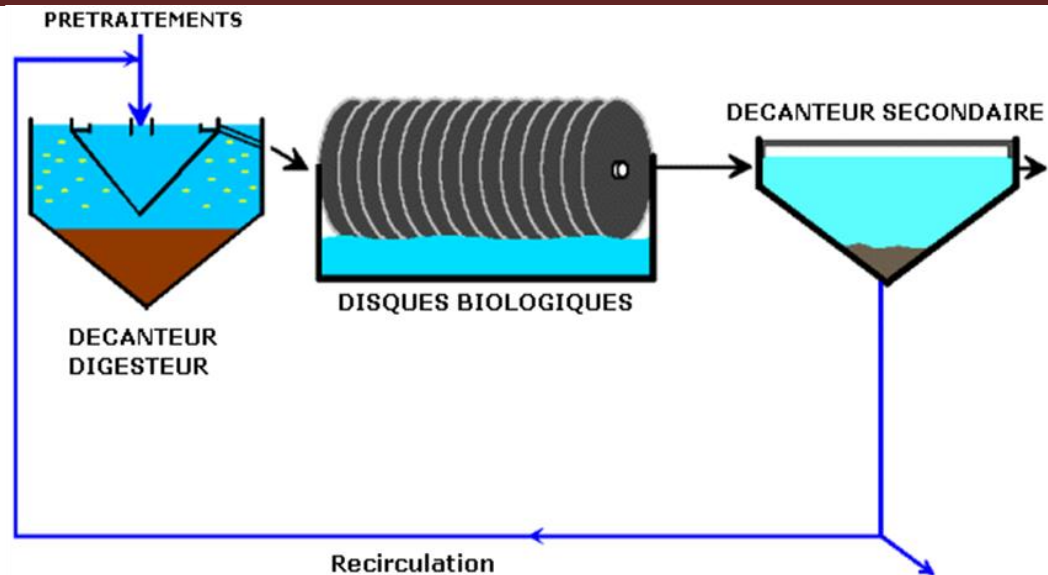


Figure 11 : Le disque biologique

Traitement biologique par boues activées

Le procédé consiste à provoquer le développement d'une culture bactérienne dispersée sous forme de flocons (boues activées) dans un bassin brassé et aéré (bassin d'aération), et alimenté en eau à épurer.

Dans ce bassin, le brassage a pour but d'éviter les dépôts et d'homogénéiser le mélange des flocons bactériens et de l'eau usée (liqueur mixte). L'aération peut se faire à partir de l'oxygène existant dans l'aire ou bien par un gaz riche en oxygène et même par l'oxygène pur. Ceci a pour but de dissoudre l' O_2 dans la liqueur mixte pour satisfaire les besoins de la bactérie épuratrice aérobies.

Après un temps de contact suffisant, la liqueur mixte est envoyée dans un clarificateur appelé par fois décanteur secondaire qui a pour rôle de séparer l'eau épurée de la boue. La boue est recyclée dans le bassin d'aération pour maintenir une concentration suffisante en bactéries épuratrices. L'excédent (boues secondaires en excès) est extrait du système et évacué vers le traitement des boues.

Les différents systèmes de boues activées sont caractérisés par leurs charges massiques (C_m) qui donne une approximation du rapport entre la masse journalière de pollution à éliminer et la masse de bactéries épuratrices misent en œuvre. Alors on distingue ainsi des systèmes :

- ❖ A forte charge massique : $C_m > 0,5 \text{ kg DBO}_5 / \text{j/kg de boue}$.

- ❖ A moyenne charge massique : $0,2 < C_m < 0,5$.
- ❖ A faible charge massique : $0,07 < C_m < 0,2$.
- ❖ A très faible charge massique : $C_m < 0,07$.

III.4.3.1. Charge massique :

$$C_M = \frac{DBO_5 \text{ entrant (kg/l)}}{M_{boue}}$$

M_{boue} : Masse des boues (kg)

III.4.3.2. Charge volumique :

$$C_V = \frac{DBO_5 \text{ entrant (kg/l)}}{V_{bassin} (m^3)}$$

V_{bassin} : Volume de bassin (m^3)

On utilise l'expression aération prolongée de préférence à celle d'oxydation totale, car cette dernière impliquerait une transformation complète de toute la matière organique en composés gazeux ou minéraux solubles et par conséquent, l'absence totale de boue en excès, ce qui n'est pas jamais le cas.

Au-dessous d'une charge massique variant de 0,1 à 0,4 selon la température et le pH de l'eau, le phénomène de nitrification peut se développer.

Dans le cas d'eaux résiduaires urbaines sans apports industriels, et moyennement polluées ($150 < DBO < 350$ mg/l), on peut atteindre après une clarification un rendement d'épuration de la DBO5, de l'ordre de :

- ❖ Aération prolongée et faible charge massique ; $R = 95\%$.
- ❖ Moyenne charge ; $R \cong 90\%$.
- ❖ Forte charge ; $R \leq 85\%$ [5].

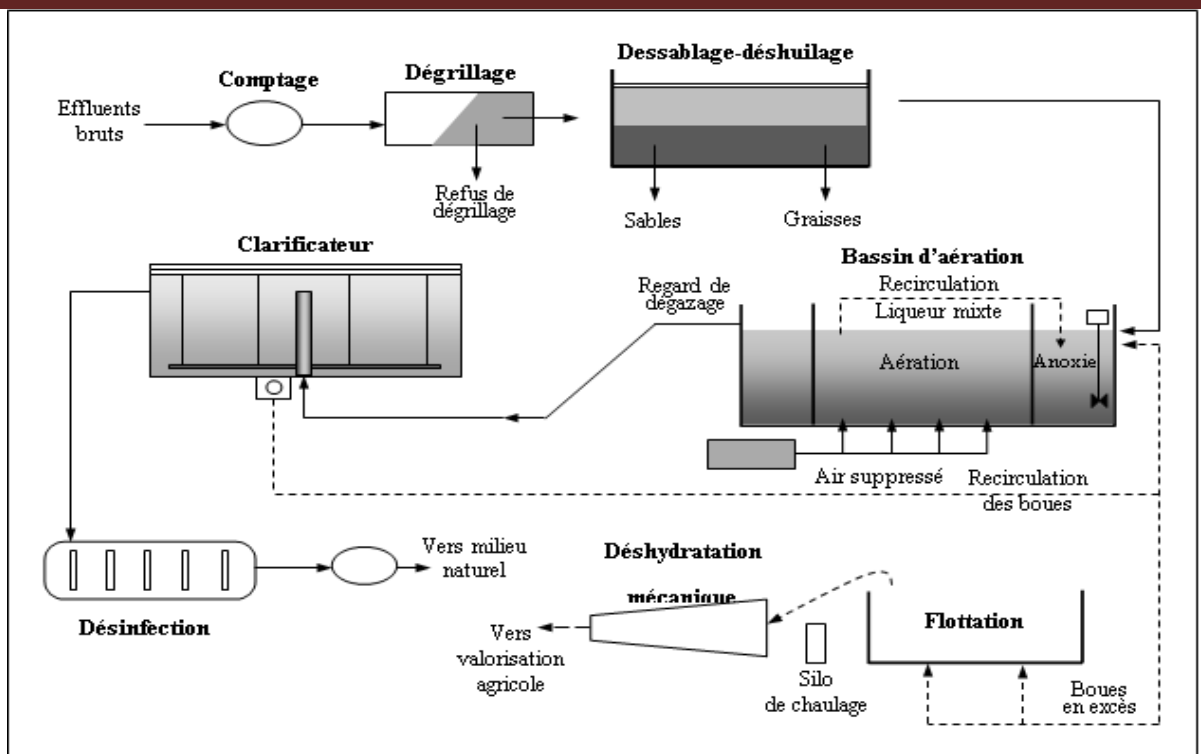


Figure 12 : Le principe de l'épuration par boues activées

Traitement biologique par lagunage :

Le lagunage est une technique d'épuration qui met en œuvre des bassins naturels dans lesquels séjourne l'eau à épurer pendant une période plus ou moins longue. Ci-après on a les différentes variantes de lagunage.

e.1 le lagunage naturel :

Le lagunage est un procédé d'épuration naturelle qui a pour principe d'utiliser la végétation aquatique comme agent épurateur des eaux polluées. Les plantes aquatiques sont ici utilisées comme support aux colonies bactériennes, assurant l'épuration efficace de l'eau qui traverse lentement les colonies végétales installées. Les éléments polluants comme les nitrates sont ainsi absorbés par les plantes pour restituer, en sortie de lagunage, une eau épurée.

Avantages

- ❖ généralement pour des petites stations de taille inférieure à 2000 EH ;
- ❖ bien adapté au réseau unitaire (charge hydraulique - dilution) ;
- ❖ coûts d'investissement limités (en absence de forte contrainte d'étanchéifiassions) ;
- ❖ faibles coûts d'exploitation ;

- ❖ bonne intégration dans l'environnement ;
- ❖ élimination des pathogènes ;
- ❖ boues peu fermentescibles ;
- ❖ raccordement électrique inutile ;
- ❖ bonne élimination de l'azote (70 %) et du phosphore (60 %).

Inconvénients

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

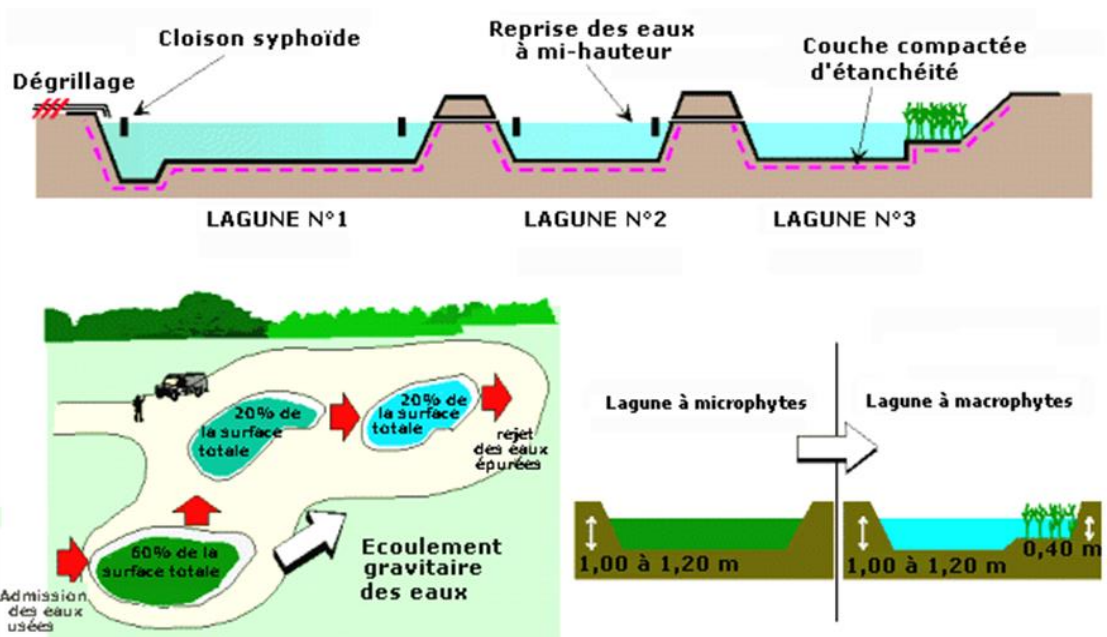


Figure 13 : Lagunage naturel

e.2 le lagunage aéré :

Regroupe l'ensemble des processus que peut subir une eau résiduaire en vue d'un traitement par oxydation forcée de la matière organique (insufflation d'air) et minéralisation des boues issues du traitement. Il succède à un lagunage primaire pour la décantation. C'est une succession de 3 (ou plus) bassins successifs peu profonds. L'oxygène est apporté par des échanges avec l'atmosphère au niveau de la surface de l'eau et par la photosynthèse de micro algues. La pollution est détruite par les bactéries présentes dans l'eau, et certains germes par le rayonnement solaire. Fréquemment utilisé en communes rurales ou pour le traitement de la DCO d'origine agroalimentaire. Ce traitement biologique aérobie reste moyennement efficace, il élimine 80 à 90 % de la DBO et 20 à 30 % de l'azote. Il faut $\pm 10 \text{ m}^2$ pour traiter 60 g de DBO_5 par jour. La durée du traitement peut aller jusqu'à 60 jours [7].



Photo 04 : Lagunes aérées

e.3 Le lagunage anaérobie

Il n'est applicable que sur des effluents très concentrés et, le plus souvent comme prétraitement avant un étage aérobie. La couverture de ces lagunes et le traitement des gaz produits sont nécessaires vu les risques de nuisances élevés (odeurs). Les temps de séjour sont souvent supérieurs à 50 jours. Les charges organiques appliquées sont de l'ordre de $0.01 \text{ kg}_{\text{DBO}_5} \text{ m}^{-3}\text{j}^{-1}$. Une profondeur importante (5 à 6 m) est en principe un élément favorable au processus.

Dans la réalité, la classification aéro-anaérobie des lagunes n'est pas superflue, car dans les zones amont ou profondes des lagunes aérobies, on observe souvent un fort déficit en oxygène. Un curage des bassins tous les 10 ans est nécessaire du fait de la production des boues [9].

III.5. Choix du traitement biologique

Le choix du procédés d'épuration dans une station d'épuration d'eau résiduaires doit tenir en compte d'un certain nombre de critères :

❖ **Critères techniques :**

- ❖ L'importance de la station.
- ❖ Le degré de pollution et nature des eaux à traiter.
- ❖ L'adaptation des ouvrages et des appareillages aux agents atmosphérique.
- ❖ Les facilités d'exploitation, de gestion et d'entretien
- ❖ La disponibilité du site récepteur.

❖ **Critères économiques :**

La recherche d'un rendement d'épuration maximal doit obéir à l'optiques des coûts d'investissement et d'exploitation minimum ce qui conduit à rechercher les dispositifs permettant d'atteindre le meilleur rendement énergétique possible.

❖ **Traitement biologique choisi :**

Le lagunage naturel reste un très bon procédé à exploiter en Algérie, voir le coût d'investissement et d'exploitation plus faible et la gestion plus facile. En plus, en Algérie le climat est favorable pour ce genre de procédé.

Dans notre étude on a choisi de traiter l'eau usée de la ville de Metlili par le procédé du lagunage naturel à cause de son principe de fonctionnement simple, et aussi comparant ses avantages avec ses inconvénients.

III.6. Traitement tertiaire

En général, les techniques d'épuration, même les plus sévères, laissent passer dans l'eau épurée des matières organiques difficilement biodégradables et échappent à la meilleure décantation. Ainsi même après un traitement secondaire l'eau véhicule presque toujours des micro-organismes et des micropolluants.

Si une éventuelle réutilisation de cette eau est envisagée, il convient par conséquent d'utiliser des procédés d'élimination de cette pollution résiduelle. On parlera donc de corrections chimiques ce qui permettra de donner à l'eau une qualité meilleure pour sa réutilisation.

La principale méthode utilisée est la désinfection par le chlore, qui doit être appliquée avec des doses très fortes et des temps de contact longs. Mais il convient de signaler suite à cette opération, des toxiques pour la vie aquatique peuvent être formés, il faut donc procéder à une opération de déchloration avant le rejet.

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

Le coût excessif du traitement tertiaire explique pourquoi dans la majorité des stations d'épuration ce type de traitement est inexistant. Ce coût ne se représente pas seulement le prix des réactifs ou des équipements mais aussi celui d'un personnel hautement qualifié [5].

III.7. Choix du site d'implantation

L'implantation d'une station d'épuration est conditionnée par les paramètres suivants :

- ❖ L'éloignement des zones d'habitation ;
- ❖ Choix d'un site où l'espace est disponible ;
- ❖ Existence des emplacements nécessaires à une extension future de manière à conserver un ensemble homogène ;

Notre site s'est porté sur la région de Souareg située au Sud-est dans la commune de Metlili, pour son espace disponible, son éloignement des zones d'habitat ainsi que sa proximité des terres agricoles qui pourrait faire l'objet d'une réutilisation des eaux usées épurées.

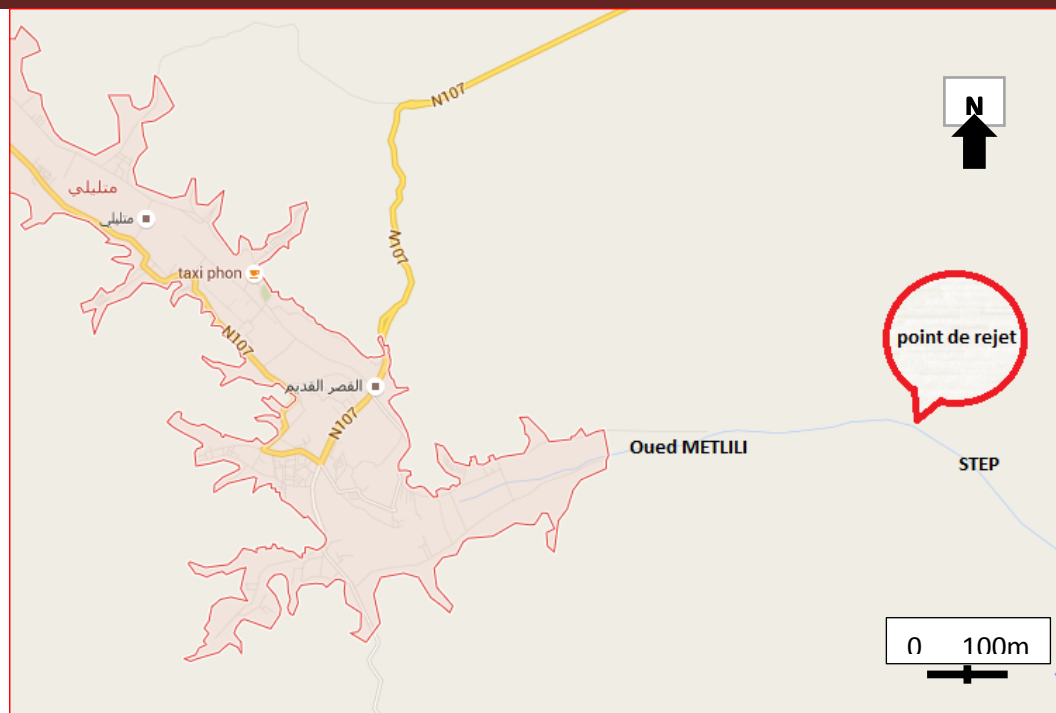


Figure 14 : une carte illustrative de l'implantation de STEP

La figure ci-après présente la chaîne d'épuration des eaux usées :

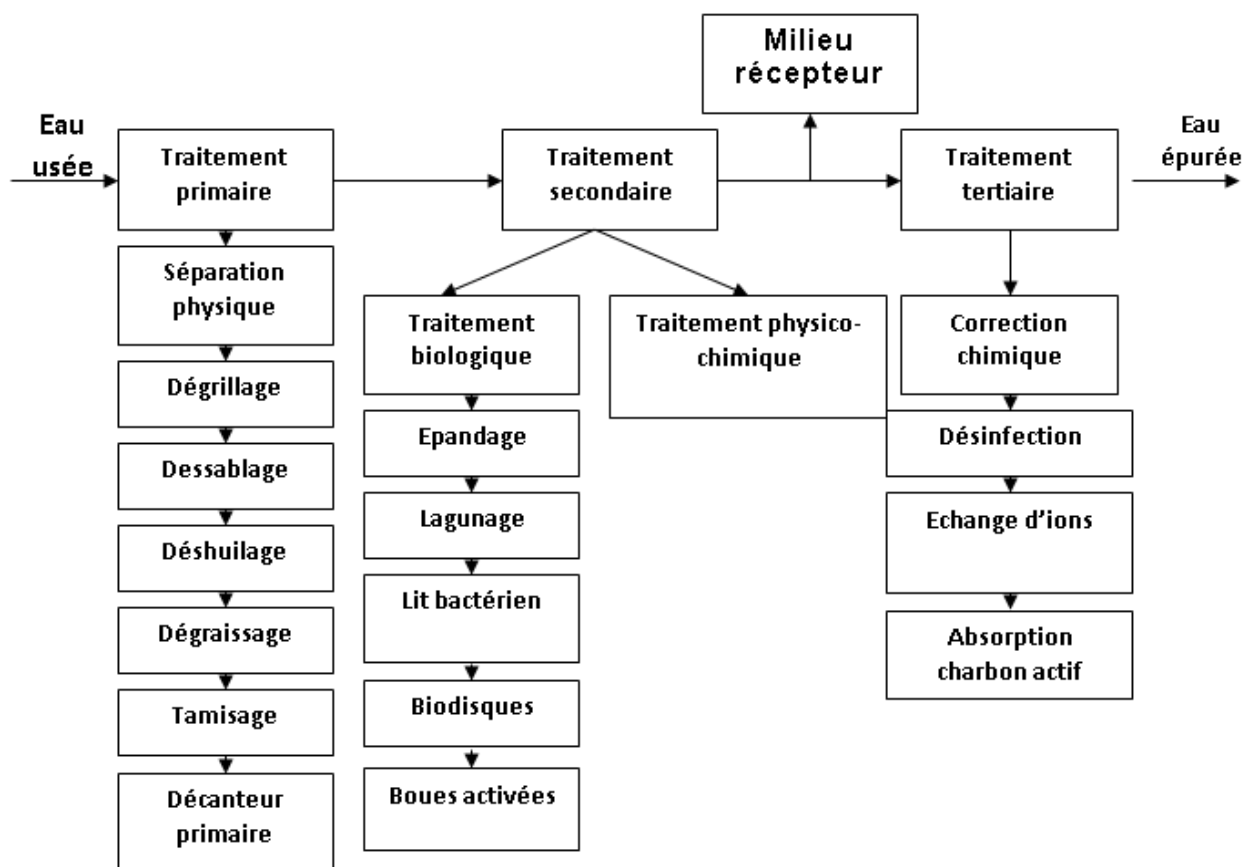


Figure 15 : Configurations d'une chaîne d'épuration des eaux usées.

III.8. Conclusion

Au cours de ce chapitre, nous avons présenté les différents procédés d'épuration des eaux usées.

Nous avons constaté que l'eau à épurer doit passer par plusieurs étapes successives. La première étape est constituée par les prétraitements et la décantation primaire. La deuxième étape est liée au traitement biologique et la décantation secondaire et enfin la désinfection.

Le choix du procédé est conditionné par les caractéristiques de l'eau à épurer et leur réutilisation ainsi que la nature du milieu récepteur.

Pour notre région d'étude on a choisi d'épurer ses eaux usées par le lagunage naturel, l'emplacement de cette station est porté sur la région de Souareg située au Sud-est dans la commune Metlili.

CHAPITRE IV

Dimensionnement de la station d'épuration

IV.1. Introduction

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

- ❖ Le nombre d'équivalent habitant (EH).
- ❖ Débit total journalier (m^3/j).
- ❖ Débit moyen horaire (m^3/h).
- ❖ Débits de pointe (m^3/h).
- ❖ Charge polluant (DBO, DCO, MES).

Le présent chapitre sera consacré pour le dimensionnement de différents ouvrages que comporte une station de traitement en débutant par les ouvrages d'entrée de la STEP ensuite le dégrilleur, déssableur passant par le déshuileur et enfin en arrivant aux lagunes.

IV.2. Paramètres de dimensionnement

IV.2.1 Détermination des débits des eaux usées

Pour les différents horizons, les résultats sont représentés dans le tableau (7) ;

Tableau 07 : Débits d'eau usée pour les différents horizons

Horizon	2016	2026	2036	2046
Débit				
Q_{eumoyj} (m^3/j)	9 258,704	11 622,520	14 590,030	18 315,206
Q_{eumoyj} (m^3/s)	0,107	0,134	0,168	0,211
Q_{eumaxj} (m^3/s)	0,139	0,174	0,219	0,274
$Q_{moy h}$ (m^3/h)	385,780	484,270	607,920	763,130
$Q_{moy h}$ (l/s)	107,160	134,520	168,860	211,980
Kp	1,50	1,50	1,50	1,51
Q_{pt} (m^3/s)	0,160	0,202	0,253	0,320

IV.2.2 Notion d'équivalent habitant :

L'équivalent habitant (EH) correspond à la quantité de pollution rejetée par un habitant quotidiennement. Sur la base des résultats obtenus des débits des eaux usées, la capacité en équivalent habitant de la future station d'épuration sera comme suit : [15].

$$EH = \frac{\text{charge de la station d'épuration}}{\text{rejet spécifique}}$$

Avec :

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

Rejet spécifique = 80% de la dotation journalière.

Dans autre terme, elle correspond à la pollution quotidienne qui génère par un individu, c'est-à-dire les habitants qui rejettent la pollution en ajoutant les équipements qui sont estimés à 30% de rejet des habitants [5].

$$EH = N + N_{\text{eq}} = N + 30\%N = 1,3N$$

Avec :

- ❖ **EH** : Equivalent habitant (éq-hab).
- ❖ **N_{eq}**: Equivalent habitant des équipements (éq-hab).
- ❖ **N** : Nombre d'habitant (hab).

IV.2.3 Charges polluantes spécifiques :

Le dimensionnement de la STEP ne se base pas sur les analyses effectuées sur les eaux usées à épurer car elles ne sont pas fiables [5].

Pour que les analyses soient prises en considération, il faut les effectuer sur une large gamme en temps et en espace vue que les eaux usées sont très sensibles aux changements climatiques. Pour dimensionner la STEP, on a recours aux charges polluantes spécifiques par habitant par jour à savoir chaque habitant rejette pour une dotation de (150÷200) l/hab/jour dans la ville :

- ❖ DBO₅ = 60 g/hab/jour ;
- ❖ DCO = 120 g/hab/jour ;
- ❖ MES = 70 g/hab/jour ;

IV.2.4 Charges polluantes journalières :

La charge polluante journalière est la quantité des polluants générée par l'agglomération, elle exprime en kilogramme par jour, est donnée par la relation suivante. [13]

$$L = Li \times EH \times 10^{-3}$$

Avec :

- ❖ **L**: Charge polluante journalière (Kg/j).
- ❖ **Li**: Charge polluante spécifique (g/hab/j).
- ❖ **EH** : Equivalent d'habitant (éq-hab).

IV.2.5 Concentration des charges polluantes :

C'est la concentration des polluantes qui se trouve dans l'eau usée brute, elle est donnée par relation suivante :

$$C = \frac{L}{Q_{max jr}} \times 10^6$$

Avec :

- ❖ **C**: Concentration de la charge polluante (mg/l).
- ❖ **L**: Charge polluante journalière (Kg/j).
- ❖ **Q_{max jr}**: Débit maximal journalier de rejet (l/ j).

Les paramètres de dimensionnement de la station sont récapitulés dans le tableau (08) ci-dessous :

Tableau 08 : Paramètres de dimensionnement de la STEP

Paramètres de dimensionnement	Les horizons de l'étude			
	2016	2026	2036	2046
Nombre d'habitant N	50 872	63 860	80 185	10 0633
Nombre équivalent d'habitant EH	66 134	83 018	104 215	130 823
Débit max de rejet Q_{maxjr} (l/j)	92 58 704	11 622 520	14 590 030	18 315 206
Débit moy de rejet Q_{moyr} (m ³ /s)	0,075	0,094	0,118	0,148
Débit de pointe Q_{pt} (m ³ /s)	0,112	0,141	0,177	0,224
Charge polluante L (Kg/j)				
DBO ₅	3 968,04	4 981,08	6 252,9	7 849,38
DCO	7 936,08	9 962,16	12 505,8	15 698,76
MES	4 629,38	5 811,26	7 295,05	9 157,61
Concentration C (mg/l)				
DBO ₅	428,570	428,570	428,570	428,570
DCO	857,140	857,140	857,14	857,140
MES	500,000	500,000	500,000	500,000

IV.3 Dimensionnement des ouvrages d'entrée

IV.3.1 Déversoir d'orage :

Généralement, on désigne par le terme « déversoir » des ouvrages de dérivation conçus pour les flux et limiter le débit dirigé par temps de pluie vers l'aval du réseau et donc vers la STEP.

Un déversoir d'orage est donc un ouvrage de contrôle permettant une régulation hydraulique des effluents en réseau d'assainissement. Il dérive une partie des effluents lorsque le débit à l'amont dépasse une certaine valeur que l'on appelle "débit de référence". Le débit dérivé peut sortir complètement du système d'assainissement, soit y être réinjecté après stockage dans le bassin [20].

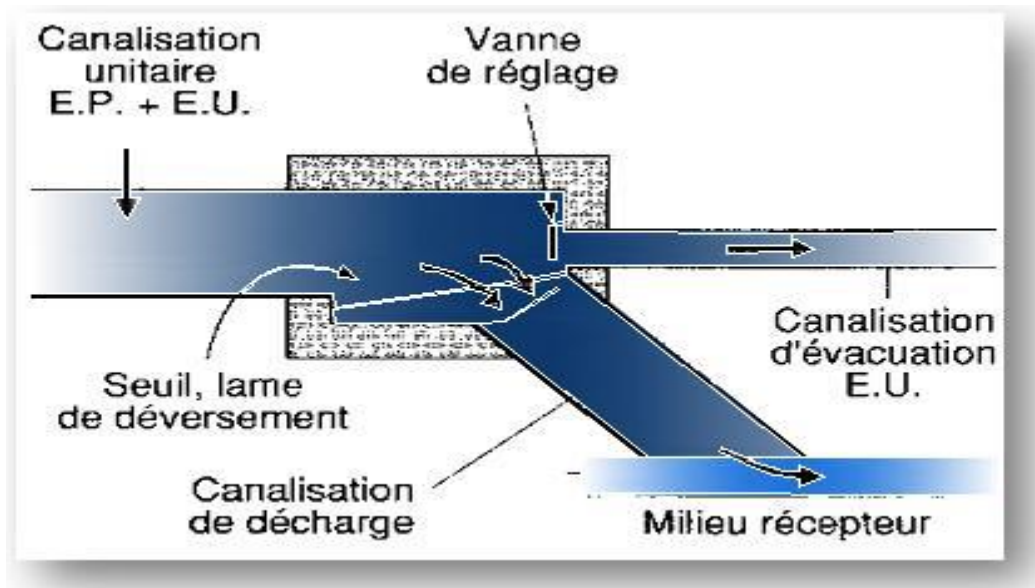


Figure 16 : Principe du déversoir d'orage

❖ Dimensionnement du déversoir d'orage :

1. Calcul le débit de la STEP :

Généralement le débit de la station d'épuration est égal (3÷5) fois le débit moyen de rejet à temps sec : [5]

$$Q_{step} = (3 \text{ à } 5) \cdot Q_{ts}$$

Avec :

- ❖ Q_{step} : Débit vers la step (m^3/s).
- ❖ Q_{ts} : Débit à temps sec (m^3/s). $Q_{ts} = 0,148 m^3/s$

Dans notre cas on prend :

$$Q_{step} = 3 \cdot Q_{ts}$$

$$Q_{step} = 3 \times 0,148 = 0,444 m^3/s$$

$$Q_{step} = 0,444 m^3/s$$

2. Débit déversé :

Au sens de l'hydraulique, un déversoir est un orifice, généralement de forme rectangulaire, établi sur le cours d'un écoulement à nappe libre pour mesurer les débits par cette formule : [5]

$$Q_{dév} = Q_{step} - Q_{pt} = m.L.h.\sqrt{2gh}$$

Avec :

- ❖ $Q_{dév}$: Débit au niveau du déversoir (flot déversé) exprimé en m^3/s .
- ❖ m : Coefficient de débit $m=0,40$.
- ❖ L : Longueur du déversoir (longueur de la lame déversant) exprimée en mètre.
- ❖ h : Hauteur de la charge au-dessus seuil du déversoir, cette hauteur étant mesurée à une distance au moins égale à $4h$ en amont du seuil du déversoir.

Pour la détermination du débit d'orage on vérifie les conditions suivantes :

- ❖ Largeur de la lame du déversoir d'orage $L \geq 4h$ on prend $L = 4h$
- ❖ Hauteur d'eau h , pour $0,08 \leq h \leq 0,70$
- ❖ Le déversoir d'orage est un déversoir latéral donc $m=0,40$

3. Hauteur déversée :

$$Q_{dév} = 4h^2 .m.\sqrt{2gh}$$

$$Q_{dév} = 4h^2 .m.\sqrt{2g}$$

$$h = \left(\frac{Q_{dév}}{4.m.\sqrt{2g}} \right)^{\frac{2}{5}}$$

$$h = \left(\frac{0,444 - 0,224}{4 \times 0,40 \times \sqrt{2 \times 9,81}} \right)^{\frac{2}{5}}$$

$$h = 0,24 \text{ m}$$

4. Longueur de la lame déversant :

$$L = 4h = 4 \times 0,24 = 0,96 \text{ m}$$

$$L = 0,96 \text{ m}$$

IV.4 Dimensionnement du dégrillage

IV.4.1 Dimensionnement de canal d'amenée :

❖ Détermination de la section optimale : [5]

L'écoulement est supposé uniforme la section du canal est rectangulaire :

$$Q = V \times S = V \times b \times h$$

Où :

- ❖ **V** : Vitesse d'écoulement de l'eau (m/s).
- ❖ **b** : largeur du canal (m).
- ❖ **h** : hauteur du tirant d'eau (m).

Pour éviter les turbulences, on doit avoir $b/h < 5$, on prend $b = 2 h$:

$$Q = V \times S = V \times b \times h = V \times 2 h^2$$

D'où :

$$h = \left(\frac{Q}{2V} \right)^{\frac{1}{2}}$$

Pour une vitesse maximale ; $V = 1 \text{ m/s}$.

$$h = \left[\frac{0,224}{(2 \times 1)} \right]^{1/2} = 0,33 \text{ m}$$

$$b = 2 h = 2 \times 0,33 = 0,66 \text{ m}$$

En considérant une majoration de 15 % pour éviter le débordement du canal, la profondeur du canal H sera donc :

$$H = 1,15 \times h = 1,15 \times 0,66 = 0,76 \text{ m}$$

$$H = 0,76 \text{ m}$$

❖ Vérification du régime (fluvial ou subcritique) : [13]

Il faut montrer que $h_c < h$ et $V_c > V$, tel que :

h_c : la hauteur critique ;

V_c : la vitesse critique.

$$F = \frac{V}{\sqrt{gh}}$$

Où :

- ❖ F : Nombre de FROUD.
- ❖ F = 1, Régime critique.
- ❖ F < 1, Régime fluvial.
- ❖ F > 1, Régime torrentiel.

Avec : g = 9,81 m/s²

La condition de criticité s'écrit :

$$\frac{V}{\sqrt{gh_C}} = 1 \Rightarrow \frac{V^2}{gh_C} = 1$$

Avec :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{b \cdot h}$$

$$F^2 = Q^2 / gb^2 h^3_{cr} = 1 \Rightarrow h^3_{cr} = \left[\frac{Q^2}{(b^2 \times g)} \right]^{1/3}$$

$$h_{Cr} = \left[\frac{(0,224)^2}{(0,66)^2 \times 9,81} \right]^{1/3}$$

$$h_{Cr} = 0,22 \text{ m}$$

$$V_{Cr} = (g \cdot h_{Cr})^{1/2} = (9,81 \times 0,22)^{1/2} = 1,47 \text{ m/s}$$

D'après les résultats obtenus :

$$h_{cr} = 0,22 \text{ m} < h = 0,33 \text{ m.}$$

$$V_{cr} = 1,47 \text{ m/s} > V = 1 \text{ m/s.}$$

Les deux conditions sont vérifiées, alors le régime est fluvial.

❖ **Pente du canal :**

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2}$$

$$\Rightarrow I = \frac{V^2}{\left((1/n)^2 \times R^{4/3} \right)}$$

Où :

- ❖ **I** : Pente du canal (m/m).
- ❖ **V** : Vitesse maximale d'écoulement (m/s).
- ❖ **R** : Rayon hydraulique (m).
- ❖ **n** : coefficient de rugosité du canal, pour le béton. $n=0,014$

$$R = \frac{Sm}{Pm} = \frac{b \times h}{b + 2h} \quad \text{avec : } b = 2h$$

$$R = \frac{2h^3}{4h} = \frac{h}{2} = \frac{0,33}{2} = 0,16 \text{ m}$$

$$I = \frac{I^2}{(1/0,014)^2 \times (0,16)^{4/3}} \approx 2 \text{ ‰}$$

Alors :

$$I = 2 \text{ ‰}$$

IV.4.2 La grille :

- ❖ **Calcul de la section minimale de la grille :**

Le débit traversant la grille mécanique est donné par :

$$Q = (1 - \beta) \times S \times V \times \tau \quad \tau = I \text{ (grille mécanique)}$$

La section minimale de la grille, $S = L \cdot l$

Avec :

- ❖ **L** : longueur oblique mouillée de la grille.
- ❖ **l** : largeur de la grille.

$$(1 - \beta) = 1 - \frac{e}{(e + E)} = 1 - \frac{20}{(20 + 25)} = 0,56$$

$$Q = 0,224 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$S = \frac{Q}{V(1 - \beta)} = \frac{0,224}{1 \times 0,56} = 0,4 \text{ m}^2$$

- ❖ **Calcul de la longueur oblique mouillée de la grille :**

La section minimale de la grille est donnée par la formule suivante :

$$S = L \times l$$

$$L = \frac{h_{max}}{\sin \alpha}$$

$$h_{max} = 0,76 \text{ m} \quad \alpha = 60^\circ$$

$$L = \frac{0,76}{\sin 60} = 0,87 \text{ m.}$$

❖ **Calcul de la largeur de la grille :**

Pour calculer la largeur (l) de la grille on a :

$$S = L \times l$$

$$l = S/L = 0,4/0,87 = 0,46 \text{ m}$$

$$l = 0,46 \text{ m}$$

❖ **Calcul de la perte de charge à travers la grille :**

La perte de charge est calculée par la formule suivante :

$$\Delta H = \frac{CV^2}{2g}$$

$$C = \beta \left(\frac{e}{E} \right)^{4/3} \sin \alpha$$

β : Coefficient fonction de la forme de la section transversale des barreaux ; $\beta = 2,42$ (section rectangulaire), d'où :

$$C = 2,42 \left(\frac{20}{25} \right)^{4/3} \sin 60^\circ = 1,56$$

Alors :

$$\Delta H = \frac{1,56(1)^2}{2 \times 9,81} = 0,079 \approx 0,08 \text{ m}$$

0,05 m < ΔH < 0,15 m, alors la perte de charge est admissible.

❖ **Résidu du dégrillage :**

Le refus des grilles est estimé de 5 à 10 dm³ /hab/ans, pour un espacement des grilles entre 15 et 25 mm. Pour un nombre d'équivalent habitant égal à 130823 éq. Hab, le refus journalier des déchets sera :

$$\text{résidu} = 5 \text{ Néq} / 365 = 5(130823) / 365 = 8960,47 \text{ dm}^3 / \text{j}$$

Les caractéristiques du canal d'amenée et de la grille sont récapitulées dans les tableaux (9) et (10) :

Tableau 09 : Caractéristiques du canal d'amenée

Nbre des canaux	01
Débit Q (m³/s)	0,224
Vitesse max (m/s)	1,000
Largeur b (m)	0,660
Tirant d'eau (m)	0,330
Profondeur du canal H (m)	0,760
Pente I (‰)	2,000
Section mouillée S (m²)	0,220

Tableau 10 : Caractéristiques du dégrillage

Nbre de grille	01
Débit Q (m³/s)	0,224
Vitesse de passage (m/s)	1,000
Section minimale (m²)	0,400
Largeur l de la grille (m)	0,460
Longueur oblique mouillée L (m)	0,870
Tirant d'eau h_{max} (m)	0,760
Angle d'inclinaison α °	60
Epaisseur des barreaux (mm)	20
Espacement des barreaux (mm)	25
Résidu du dégrillage (dm³/j)	8 960,47

IV.5 Dimensionnement du déssableur

Dans notre étude, on choisit un déssableur aéré ;

❖ Calcul du volume total du bassin :

Le dimensionnement s'effectue sur la base du débit transitant vers la station avec un temps de séjour $t_s = 4$ min.

Le volume total est calculé comme suit :

$$V_T = Q_{pt} \times t_s \quad (m^3)$$

❖ Q_{pt} : Le débit de pointe = 0,224 m³/s ;

❖ t_s : temps de séjour en minutes = 4 min ;

Donc :

$$V_T = 0,224 \times 60 \times 4 = 53,76 \text{ m}^3$$

❖ Calcul de la section du bassin :

a) Section horizontale (Sh) :

On adopte une profondeur $h = 2$ m, d'où :

$$S_h = \frac{V_T}{h} = \frac{53,76}{2} = 26,88 \text{ m}^2$$

b) Largeur (b)

$$\frac{h}{b} = 0,5 \Rightarrow b = \frac{h}{0,5} = \frac{2}{0,5} = 04 \text{ m}$$

c) Longueur (L)

$$S_h = L \times b \Rightarrow L = \frac{S_h}{b} = \frac{26,88}{4} = 6,72 \text{ m}$$

D'après les résultats obtenus, on a :

- ❖ $h = 2$ m, ça vérifie la condition.
- ❖ $b = 4$ m < 6 m.
- ❖ $L = 6.72$ m < 30 m.

❖ **Volume du sable retenu et bilan :**a) **Volume du sable retenu :**

$$W_s = N \times Q$$

Avec :

- ❖ W_s : Volume de sable retenu.
- ❖ N : Nombre d'équivalent habitant, $N=130823$ éq. Hab.
- ❖ Q : Quantité de sable par an par habitant; on admet généralement $Q = 5$ à 12 l/hab/an.

$$W_s = 130823 \times 5 = 654115 \text{ l/ans}$$

$$W_s = 654,115 \text{ m}^3/\text{ans}$$

b) **Injection d'air :**

Le débit d'air est estimé de $0,5$ à $2 \text{ m}^3 / \text{h} / \text{m}^3$ de capacité de l'ouvrage.

L'insufflation d'air est assurée avec une charge $1,5 \text{ m}^3/\text{m}^3$ d'eau, d'où le volume d'air nécessaire par jour est :

$$V_{air} = 1,5 \times Q_{pt} = 1,5 \times 0,224 \times 3600 \times 24 = 29030,4 \text{ m}^3 \text{ d'air/j}$$

Le tableau (11) récapitule toutes les caractéristiques du déssableur.

Tableau 11 : Caractéristiques du déssableur aéré

Débit de la station Q_{step} (m^3/s)	0,224
Temps de séjour t_s (min)	04
Volume total VT (m^3)	53,760
Profondeur du bassin h (m)	2
Section horizontale Sh (m^2)	26,880
Section verticale (m^2)	8
Largeur b (m)	04
Longueur L (m)	6,720
Volume de sable retenu (m^3/an)	654,115
Volume d'air insufflé (m^3 d'air/j)	29 030,4

a) Bilan – matières :

On considère que :

- ❖ Les matières minérales représentent 30 % de MES total
- ❖ Le déssableur élimine 20 % des matières minérales (MM).
- ❖ La quantité de DBOT reste la même, de la même que MVS.

Alors :

Le tableau (12) représente le bilan des matières pour le déssableur :

Tableau 12 : Bilan matières pour le dessablage

	A l'entrée	A la sortie
DBO₅ (mg/l)	428,570	428,570
MEST (mg/l)	500,000	350,000
MMT (mg/l)	150,000	120,000
MVS (mg/l)	350,000	350,000

IV.6 Dimensionnement Déshuileur- dégraisseur

Bien que notre eau soit une eau domestique, mais ça n'empêche pas qu'elle contient de graisses, qu'il faut éliminer pour assurer la bonne épuration de notre eau. Pour éliminer cette graisse, on procède à une opération dite flottation par insufflation d'air.

La flottation par insufflation d'air s'effectue par une insufflation au sein de la masse liquide de bulles d'air de quelques millimètres de diamètre. Pour éliminer les matières légères, on utilise un dégraisseur à deux zones ; l'une pour le brassage et l'émulsion ; l'autre plus calme, où on attend une flottation proprement dite.

Par contre dans la zone d'émulsion, la suspension eau- graisse est brassée sur elle-même et mélangée à l'air, les bulles d'air vont suivre un trajet qui est à son tour augmenté par rouleau de brassage ainsi crée (spiral flow) dans la zone de collecte des matières flottées, la turbulence est réduite et le débit est très faible.

On a :

- ❖ La taille des bulles est de 100 à 500 μm .
- ❖ La consommation d'énergie : 20 $\text{W/m}^3 \cdot \text{h}$ traité.
- ❖ Le temps de séjour égal à 2 min.

- ❖ La profondeur de tel dégraisseur varie entre 1 et 2 m ; on prend une profondeur égale à 1.5 m.
- ❖ L'insufflation de l'air est de 5 m³ d'air/ m³/h

a) Volume de dégraisseur :

Le volume du dégraisseur est déterminé comme suit :

$$V = Q \times t_s$$

Où :

- ❖ Q : Le débit des eaux usées ; $Q = 13,44 \text{ m}^3/\text{min}$.
- ❖ t_s = Temps de séjour de l'eau dans le dégraisseur ; $t_s = 2 \text{ min}$.

Donc :

$$V = Q \times t_s = 13,44 \times 2 = 26,88 \text{ m}^3$$

On adopte un dégraisseur à section horizontale rectangulaire.

b) Surface Horizontale du dégraisseur :

La surface horizontale du dégraisseur est calculée comme suit :

$$S_h = \frac{V}{H} = \frac{26,88}{1,5} = 17,92 \text{ m}^2$$

c) Largeur :

On opte pour une longueur $L = 5 \text{ m}$, et on a :

$$S = L \times l \Rightarrow l = \frac{S}{L} = \frac{17,92}{5} = 3,58 \text{ m}$$

d) Energie consommée :

L'énergie consommée par le dégraisseur par heure est estimée à :

$$E = Q \times 20 = (13,44 \times 60) \times 20 = 16128 \text{ W/h}$$

$$E = 16,128 \text{ Kw/h}$$

e) **Quantité d'air insufflée :**

La quantité d'air d'insufflation par heure est :

$$A = 5 \times S_h = 17,92 \times 5 = 89,6 \text{ m}^3 / \text{h}$$

Le tableau (13) récapitule toutes les caractéristiques du déshuileur-dégraisseur.

Tableau 13 : Caractéristiques du déshuileur-dégraisseur :

Débit de la station Q_{step} (m^3/s)	0,224
Temps de séjour t_s (min)	02
Volume total VT (m^3)	26,880
Profondeur du bassin h (m)	1.5
Section horizontale S_h (m^2)	17,920
Section verticale SV (m^2)	5,370
Largeur b (m)	3,580
Longueur L (m)	5,000
Volume d'air insufflé (m^3 d'air/h)	89,600

IV.7 Dimensionnement des lagunes

Pour le dimensionnement des lagunes, on utilise les formules suivantes :

$$\frac{C}{C_o} = e^{-kt_s}$$

$$k = 0,056 \times 1,036^{(T-20)}$$

$$t_s = -\frac{\ln(C/C_o)}{k}$$

$$S = \frac{Q \times t_s}{h}$$

Avec :

- ❖ C_e : Charge organique à la sortie du bassin en (kg DBO₅).
- ❖ C_o : Charge organique à l'entrée du bassin en (kg DBO₅).
- ❖ t_s : Temps de séjour de l'effluent dans les lagunes (jour).

- ❖ **k** : Coefficient de biodégradation (j^{-1}).
- ❖ **S** : Superficie du bassin en (hectare).
- ❖ **h** : Hauteur d'eau moyenne (m).

Le tableau (14) montre les caractéristiques des diverses lagunes naturelles :

Tableau 14 : Caractéristiques des diverses lagunes naturelles [5]

<i>Caractéristiques</i>	<i>Aérobic</i>	<i>Facultatif</i>	<i>Anaérobic</i>
<i>Profondeur (m)</i>	<i>0,6 ÷ 1,2</i>	<i>1 ÷ 3</i>	<i>3 ÷ 5</i>
<i>Temps de séjour (jours)</i>	<i>2 ÷ 6</i>	<i>7 ÷ 50</i>	<i>5 ÷ 50</i>
<i>Charge spécifique (DBO₅) (kg/ha/j)</i>	<i>111 ÷ 222</i>	<i>22 ÷ 111</i>	<i>280 ÷ 4500</i>
<i>Rendement (%)</i>	<i>80 ÷ 95</i>	<i>70 ÷ 95</i>	<i>50 ÷ 80</i>
<i>Concentration en algues (mg/l)</i>	<i>100</i>	<i>10 ÷ 50</i>	<i>nulle</i>

On utilise les données suivantes :

- ❖ **Q₂₀₄₆ = 0,224 m³/s** : Débit moyen de rejet total transite vers la STEP.
- ❖ **T = 17,6 °C** : Température de l'eau à épurer.
- ❖ **Co = 428,57 mg/l** : Concentration à l'entrée des lagunes.
- ❖ **Ce = 30 mg/l** : Concentration souhaité à la sortie.

IV.7.1. Calcul du coefficient de biodégradation (k) :

Le coefficient de biodégradation est calculé par la formule suivante :

$$k = 0,056 \times 1,036^{(T-20)}$$

Avec :

- ❖ **T** : Température de l'eau à épurer = 17,6 °C.

Alors :

$$k = 0,056 \times 1,036^{(17,6-20)}$$

$$k = 0,052$$

IV.7.2. Calcul du temps de séjours total :

Pour le lagunage naturel le temps de séjour est donné par la relation suivante :

$$t_s = -\frac{\ln\left(\frac{C_e}{C_o}\right)}{k}$$

Avec :

- ❖ C_e : Charge de l'eau à la sortie = 30 mg/l.
- ❖ C_o : Charge de l'eau à l'entrée = 428,57 mg/l.
- ❖ k : Coefficient de biodégradation = 0,052.

A.N :

$$t_s = -\frac{\ln\left(\frac{30}{428,57}\right)}{0,052} = 52 \text{ jours}$$

IV.7.3. Première lagune (anaérobie):

Pour le dimensionnement des lagunes anaérobies, on a les données suivantes :

- ❖ $Q_{2046} = 0,148 \text{ m}^3/\text{s}$: Débit moyen de rejet total transite vers la STEP.
- ❖ T_{s1} : le temps de séjour de la lagune anaérobie, on prend $t_{s1} = 40 \text{ jours}$.
- ❖ H : Profondeur de lagune, on prend $H = 5 \text{ m}$.
- ❖ $C_o = 428,57 \text{ mg/l}$: Concentration à l'entrée des lagunes anaérobie.
- ❖ k : Coefficient de biodégradation = **0,052**.
- ❖ **Volume total de l'anaérobie :**

$$\begin{aligned} Vt_1 &= Q_{moyr} \times t_s \\ Vt_1 &= 0,148 \times 3600 \times 24 \times 40 \\ Vt_1 &= 511488 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

- ❖ **Surface totale de l'anaérobie:**

$$\begin{aligned} St_1 &= \frac{Vt_1}{H} = \frac{511488}{5} \\ St_1 &= 10 \text{ ha} \end{aligned}$$

- ❖ **Calcul de la charge journalière et la charge spécifique :**

La charge journalière (C_j), est la charge totale en DBO_5 qui entre dans les bassins de lagunages, et la charge spécifique (C_s), est la charge en DBO_5 appliquée sur un hectare pendant une journée.

a) Charge journalière (Cj):

$$C_j = C_o \times Q \times 86400 = 0,148 \times 0,428 \times 86400$$

$$C_j = 5472,92 \text{ kg/j}$$

b) Charge spécifique (CS):

$$C_s = \frac{C_o}{S} = \frac{5472,92}{10} = 547.29 \text{ kg/ha} \cdot \text{j}$$

Après le calcul de la charge spécifique on trouve que :

$$280 \leq C_s \leq 4500$$

Ceci vérifie la condition de la charge spécifique recommandée dans les lagunes anaérobies, ce qui veut dire, que notre surface est acceptable.

Pour le coté économique, on propose d'effectuer ces lagunes par étapes selon le développement de la population. Alors on obtient trois étapes de réalisation qui sont :

- Court terme : 2026.
- Moyen terme : 2036.
- Long terme : 2046.

On dimensionne les bassins de chaque horizon.

1) Dimensionnement des bassins anaérobie pour l'horizon 2026 :

Le temps de séjours est le même pour tous les horizons d'étude, et il est égale au temps de séjours total (**ts = 40**) jours. Et on peut dire la même chose pour le coefficient de biodégradation (**k = 0,052**).

Le débit de dimensionnement du court terme 2026 est égal à **0,094 m³/s**.

❖ Calcul du volume des lagunes pour 2026 :

$$V_{2026} = Q_{2026} \times t_s$$

$$V_{2026} = 0,094 \times 3600 \times 24 \times 40$$

$$V_{2026} = 324864 \text{ m}^3$$

❖ Calcul de la surface des lagunes pour 2026 :

Pour le calcul de la surface, on propose une hauteur d'eau dans les lagunes de 5 m.

Alors la surface est égale à :

$$S_{2026} = \frac{V_{2026}}{H} = \frac{324864}{5}$$

$$S_{2026} = 6 \text{ ha}$$

❖ Vérification de la charge spécifique :

La charge spécifique est la quantité de DBO₅ en kg appliquée sur un hectare pendant une journée. Dans le lagunage anaérobie la charge spécifique (C_S) doit être comprise entre :

$$280 \leq C_S \leq 4500 \text{ kg/ha} \cdot \text{j}$$

Après avoir dimensionné les lagunes, on doit vérifier la condition de la charge spécifique :

$$S = \frac{C_j}{C_S} \Rightarrow C_S = \frac{C_j}{S}$$

On calcul C_j :

$$C_j = 0,094 \times 0,428 \times 24 \times 3600 = 3476,04 \text{ kg/j}$$

Alors :

$$C_S = \frac{3476,04}{6} = 579,34 \text{ kg/ha} \cdot \text{j}$$

On remarque que la condition de la charge spécifique est vérifiée, alors la surface obtenue est acceptable. A cause de la grande surface que nécessite le lagunage et la difficulté de la réalisation, on divise la surface en 2 bassin ayant la même surface, ce qui veut dire le même temps de séjours qui est égal à :

$$t_{SB} = \frac{t_{ST}}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ jours}$$

Les deux bassins ont les mêmes caractéristiques géométriques, alors on calcule un seul bassin.

a) Volume du bassin

$$V_{B2026} = Q_{2026} \times t_S$$

Avec :

- ❖ Q_{2026} : Débit de la station pour l'horizon 2026.
- ❖ t_s : Temps de séjour des eaux usées dans le bassin = **20 jours**.

A.N :

$$V_{B2026} = 0,094 \times 3600 \times 24 \times 20 = 162432 m^3$$

b) Surface du bassin :

On prenant une hauteur d'eau dans la lagune égale à 5 m, la surface est égale à :

$$S = \frac{V_{B2026}}{H} = \frac{162432}{5} = 3 \text{ ha}$$

c) Largeur et longueur de la lagune :

On opte pour une forme rectangulaire, et on calcul la largeur et la longueur de la lagune en respectant la condition suivante :

$$L \leq 2l$$

On Prend : $L=250$ m. et on a :

$$S = L \times l = 32486,4 m^2$$

Alors La largeur est égale à :

$$l = \frac{S}{L} = \frac{32486,4}{250} = 130 m$$

2) Dimensionnement des bassins pour l'horizon 2036 :

Le débit de dimensionnement du moyen terme 2036 est égal à **0,118 m³/s**, le débit avec lequel on dimensionne les lagunes, est le débit du moyen terme (2036), moins le débit du court terme.

$$Q_{2036} = Q_{step2036} - Q_{step2026}$$

$$Q_{2036} = 0,118 - 0,094$$

$$Q_{2036} = 0,024 m^3 /s$$

❖ **Calcul du volume des lagunes pour 2036 :**

$$\begin{aligned}
 V_{2036} &= Q_{2036} \times t_s \\
 V_{2036} &= 0,024 \times 3600 \times 24 \times 40 \\
 V_{2036} &= 82944 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

❖ **Calcul de la surface des lagunes pour 2036 :**

On prenant une hauteur d'eau dans la lagune égale à 5 m, la surface est égale à :

La surface est égale à :

$$\begin{aligned}
 S_{2036} &= \frac{V_{2036}}{H} = \frac{82944}{5} \\
 S_{2036} &= 1,65 \text{ ha}
 \end{aligned}$$

❖ **Vérification de la charge spécifique :**

On calcul C_j :

$$C_j = 0,024 \times 0,428 \times 24 \times 3600 = 887.5 \text{ kg/j}$$

Alors :

$$C_s = \frac{887,5}{2,76} = 321,55 \text{ kg/ha} \cdot \text{j}$$

La condition de la charge spécifique est vérifiée, alors la surface obtenue est acceptable.

a) Volume de bassin :

A cause de la petite surface que nécessite le lagunage et la facilité de réalisation, on prend un seul bassin pour l'horizon 2036, ce qui veut dire on garde les mêmes caractéristiques qui sont égales à :

$t_{SB} = 40$ jours

$$V_{B2036} = Q_{2036} \times t_s$$

Avec :

- ❖ Q_{2036} : Débit de la station pour l'horizon 2036 moins le débit de la station pour 2026.
- ❖ t_s : Temps de séjour des eaux usées dans le bassin = 40 jours.

A.N :

$$V_{B2036} = 0,024 \times 3600 \times 24 \times 40 = 82944 \text{ m}^3$$

b) Surface du bassin :

On prend une hauteur d'eau dans la lagune égale à 5 m, la surface est égale à :

$$S = \frac{V_{B2036}}{H} = \frac{82944}{5} = 1,65 \text{ ha}$$

c) Largeur et longueur de la lagune :

On opte pour une forme rectangulaire, et on calcul la largeur et la longueur de la lagune on respectant la condition suivante :

$$L \leq 2l$$

On Prend : $L = 150$ m. et on a :

$$S = L \times l = 16588,8 \text{ m}^2$$

Alors la largeur est égale à :

$$l = \frac{S}{L} = \frac{16588,8}{150} = 110,6 \text{ m}$$

3) Dimensionnement des bassins pour l'horizon 2046 :

Le débit avec lequel, on dimensionne les lagunes, est le débit du long terme (2046), moins le débit du moyen terme.

$$Q_{2046} = Q_{step2046} - Q_{step2036}$$

$$Q_{2046} = 0,148 - 0,118$$

$$Q_{2046} = 0,03 \text{ m}^3 / \text{s}$$

❖ **Calcul du volume des lagunes pour 2046 :**

$$V_{2046} = Q_{2046} \times t_s$$

$$V_{2046} = 0,03 \times 3600 \times 24 \times 40$$

$$V_{2046} = 103680 \text{ m}^3$$

❖ **Calcul de la surface des lagunes pour 2046 :**

La surface est égale à :

$$S_{2046} = \frac{V_{2046}}{H} = \frac{103680}{5}$$

$$S_{2046} = 2 \text{ ha}$$

❖ **Vérification de la charge spécifique :**

On calcul C_j :

$$C_j = 0,03 \times 0,428 \times 24 \times 3600 = 2135,80 \text{ kg/j}$$

Alors :

$$C_s = \frac{2135,80}{3,45} = 619,07 \text{ kg/ha} \cdot \text{j}$$

Donc la condition de la charge spécifique est vérifiée, alors la surface obtenue est acceptable.

c) Volume de bassin :

A cause de la petite surface que nécessite la lagunage et la facilité de réalisation, on prend un seul bassin pour l'horizon 2046, ce qui veut dire on garde les mêmes caractéristiques qui sont égales à :

$t_{SB} = 40$ jours

$$V_{B2046} = Q_{2046} \times t_s$$

Avec :

- ❖ Q_{2046} : Débit de la station pour l'horizon 2046 moins le débit de la station pour 2036.
- ❖ t_s : Temps de séjour des eaux usées dans le bassin = 40 jours.

A.N : $V_{B2036} = 0,03 \times 3600 \times 24 \times 40 = 103680 \text{ m}^3$

d) Surface du bassin :

On prend une hauteur d'eau dans la lagune égale à 5 m, la surface est égale à :

$$S = \frac{V_{B2046}}{H} = \frac{103680}{5} = 2 \text{ ha}$$

c) Largeur et longueur de la lagune :

On opte pour une forme rectangulaire, et on calcul la largeur et la longueur de la lagune on respectant la condition suivante :

$$L \leq 2l$$

On Prend : $L = 150$ m. et on a :

$$S = L \times l = 20736 \text{ m}^2$$

Alors la largeur est égale à :

$$l = \frac{S}{L} = \frac{20736}{150} = 138,24 \text{ m}$$

4) Calcul de la DBO5 à la sortie de chaque bassin :

Pour le calcul de la DBO5 à la sortie de chaque bassin, on a :

$$t_s = -\frac{\ln(C/C_0)}{k}$$

Avec :

- ❖ C_0 : la charge à l'entrée = **428,57 mg DBO₅/l**.
- ❖ C : la charge à la sortie.
- ❖ k : coefficient de biodégradation = **0,052**.
- ❖ t_s : temps de séjours dans chaque bassin

Alors :

$$C = C_0 \times e^{-kt_s}$$

En 2026 :

On applique cette relation sur chaque un des deux bassins :

a) Le 1^{er} bassin

$$C_1 = 428,57 \times e^{-(0,052 \times 20)} = 151,48 \text{ mg/l}$$

b) Le 2^{ème} bassin

$$C_2 = 151.48 \times e^{-(0,052 \times 20)} = 53.54 \text{ mg/l}$$

En 2036 et en 2046:

a) Le 1^{er} bassin

$$C_1 = 428,57 \times e^{-(0,052 \times 40)} = 53.54 \text{ mg/l}$$

5) Calcul du rendement :

En 2026 :

a) Pour le 1^{er} bassin

$$\eta_1 = \frac{428,57 - 151.48}{428,57} \times 100\% = 64.65\%$$

b) Pour le 2^{ème} bassin

$$\eta_2 = \frac{151.48 - 53.54}{151.48} \times 100\% = 64.65\%$$

En 2028 et en 2038:

a) Pour le 1^{er} bassin

$$\eta_1 = \frac{428,57 - 53.54}{428,57} \times 100\% = 87.50\%$$

❖ Rendement total :

$$\eta_T = \frac{428,57 - 53,54}{428,57} \times 100\% = 87,50\%$$

Les caractéristiques des lagunes anaérobies sont présentées dans le tableau (15) :

Tableau 15 : Caractéristiques des lagunes anaérobies

L'année Caractéristiques	2026	2036	2046	TOTAL
	$Q_{\text{moy r}} \text{ (m}^3/\text{s)}$	0,094	0,024	0,03
N ^{bre} bassin	02	01	01	04
Temps de séjour de chaque bassin (j)	20	10	10	40
Temps de séjour total (j)	40	40	40	40
Volume de chaque bassin (m ³)	162 432	82 944	103 680	349 056
Volume total (m ³)	324 864	82 944	103 680	511 488
Profondeur des bassins (m)	05	05	05	05
Surface de chaque bassin (ha)	3	1,65	2	7
Surface total (ha)	6	1,65	2	10
Longueur (m)	250	150	150	-
Largeur (m)	130	110,6	138,240	-
Charge initial C_0 (mg/l)	428,570	428,570	428,570	428,570
Charge à la sortie du 1 ^{er} bassin C_1 (mg/l)	151.48	53.54	53.54	-
Charge à la sortie du 2 ^e bassin C_2 (mg/l)	53.54	-	-	-
Charge finale C_e (mg/l)	53,54	-	-	-
Rendement de chaque bassin η (%)	64.650	64,650	64,650	87,500
Rendement total η (%)	87,500	87,500	87,500	87,500

IV.7.4 Deuxième lagune (facultative):

Pour le dimensionnement de lagunes facultatives on a les données suivantes :

- ❖ $Q_{2046} = 0.148 \text{ m}^3/\text{s}$: Débit moyen de rejet total transite vers la STEP.
- ❖ t_{s2} : le temps de séjour de la lagune facultative, on prend $t_{s2} = 12$ jours.
- ❖ H : Profondeur de lagune, on prend $H = 3 \text{ m}$.
- ❖ $C_o = 53,54 \text{ mg/l}$: Concentration à l'entrée des lagunes facultatives.
- ❖ k : Coefficient de biodégradation = **0,052**.

❖ **Volume total de lagune facultative :**

$$Vt_2 = Q_{moyr} \times t_s$$

$$Vt_2 = 0,148 \times 3600 \times 24 \times 12$$

$$Vt_2 = 153446,4 \text{ m}^3$$

❖ **Surface totale de lagune facultative :**

$$St_2 = \frac{Vt_2}{H} = \frac{153446,4}{3}$$

$$St_2 = 5 \text{ ha}$$

❖ **Calcul de la charge journalière et la charge spécifique :**

La charge journalière (C_j), est la charge totale en DBO_5 qui entre dans les bassins de lagunages, et la charge spécifique (C_s), est la charge en DBO_5 appliquée sur un hectare pendant une journée.

a)- Charge journalière (C_j):

$$C_j = C_o \times Q \times 86400 = 0,148 \times 0,05355 \times 86400$$

$$C_j = 677,72 \text{ kg/j}$$

b)- Charge spécifique (C_s):

$$C_s = \frac{C_o}{S} = \frac{677.72}{5} = 135,54 \text{ kg/ha} \cdot \text{j}$$

Ceci vérifie la condition de la charge spécifique recommandée dans les lagunes, ce qui veut dire, que notre surface est acceptable.

Pour le coté économique, on propose d'effectuer ces lagunes par étapes selon le développement de la population. Alors on obtient trois étapes de réalisation qui sont :

- Court terme : 2026.
- Moyen terme : 2036.
- Long terme : 2046.

On dimensionne les bassins de chaque horizon.

1) Dimensionnement des bassins facultatif pour l'horizon 2026 :

Le temps de séjours est le même pour tous les horizons d'étude, et il est égale au temps de séjours total ($t_s = 12$) jours. Et on peut dire la même chose pour le coefficient de biodégradation ($k = 0,052$).

Le débit de dimensionnement du court terme 2026 est égal à **0,094 m³/s**.

❖ Calcul du volume des lagunes pour 2026 :

$$\begin{aligned} V_{2026} &= Q_{2026} \times t_s \\ V_{2026} &= 0,094 \times 3600 \times 24 \times 12 \\ V_{2026} &= 97459,4 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

❖ Calcul de la surface des lagunes pour 2026 :

Pour le calcul de la surface, on propose une hauteur d'eau dans les lagunes de 1,5 m. Alors la surface est égale à :

$$\begin{aligned} S_{2026} &= \frac{V_{2026}}{H} = \frac{97459,4}{3} \\ S_{2026} &= 3 \text{ ha} \end{aligned}$$

❖ Vérification de la charge spécifique :

La charge spécifique est la quantité de DBO₅ en kg appliquée sur un hectare pendant une journée. Dans le lagunage aérobie la charge spécifique (C_s) doit être comprise entre :

$$22 \leq C_s \leq 111 \text{ kg/ha} \cdot j$$

Après avoir dimensionné les lagunes, on doit vérifier la condition de la charge spécifique :

$$S = \frac{C_j}{C_S} \Rightarrow C_S = \frac{C_j}{S}$$

On calcul C_j :

$$C_j = 0,094 \times 0,05355 \times 24 \times 3600 = 434,91 \text{ kg/j}$$

Alors :

$$C_S = \frac{434,91}{5} = 86,98 \text{ kg/ha} \cdot \text{j}$$

On remarque que la condition de la charge spécifique est vérifiée, alors la surface obtenue est acceptable.

A cause de la grande surface que nécessite le lagunage et la difficulté de la réalisation, on divise la surface en 2 bassin ayant la même surface, ce qui veut dire le même temps de séjours qui est égal à :

$$t_{SB} = \frac{t_{ST}}{2} = \frac{12}{2} = 6 \text{ jours}$$

Les deux bassins ont les mêmes caractéristiques géométriques, alors on calcule un seul bassin.

a) Volume du bassin :

$$V_{B2026} = Q_{2026} \times t_S$$

Avec :

- ❖ Q_{2026} : Débit de la station pour l'horizon 2026.
- ❖ t_S : Temps de séjour des eaux usées dans le bassin = 6 jours.

A.N :

$$V_{B2026} = 0,094 \times 3600 \times 24 \times 6 = 48729,6 \text{ m}^3$$

b) Surface du bassin :

On prenant une hauteur d'eau dans la lagune égale à 3 m, la surface est égale à :

$$S = \frac{V_{B2026}}{H} = \frac{48729,6}{3} = 1,5 \text{ ha}$$

c) Largeur et longueur de la lagune :

On opte pour une forme rectangulaire, et on calcule la largeur et la longueur de la lagune en respectant la condition suivante :

$$L \leq 2l$$

On Prend : $L=150$ m. et on a :

$$S = L \times l = 16243,2 \text{ m}^2$$

Alors La largeur est égale à :

$$l = \frac{S}{L} = \frac{16243,2}{150} = 108,3 \text{ m}$$

2) Dimensionnement des bassins facultatifs pour l'horizon 2036 :

Le débit de dimensionnement du moyen terme 2036 est égal à $0,118 \text{ m}^3/\text{s}$, le débit avec lequel on dimensionne les lagunes, est le débit du moyen terme (2036), moins le débit du court terme.

$$Q_{2036} = 0,024 \text{ m}^3/\text{s}$$

❖ Calcul du volume des lagunes pour 2036 :

$$V_{2036} = Q_{2036} \times t_s$$

$$V_{2036} = 0,024 \times 3600 \times 24 \times 12$$

$$V_{2036} = 24883,2 \text{ m}^3$$

❖ Calcul de la surface des lagunes pour 2036 :

La surface est égale à :

$$S_{2036} = \frac{V_{2036}}{H} = \frac{24883,2}{3}$$

$$S_{2036} = 0,8 \text{ ha}$$

❖ Vérification de la charge spécifique :

On calcule C_j :

$$C_j = 0,024 \times 0,05354 \times 24 \times 3600 = 111,02 \text{ kg/j}$$

Alors :

$$C_s = \frac{111,02}{0,8} = 110 \text{ kg/ha} \cdot \text{j}$$

La condition de la charge spécifique est vérifiée, alors la surface obtenue est acceptable.

a) Largeur et longueur de la lagune :

On opte pour une forme rectangulaire, et on calcule la largeur et la longueur de la lagune en respectant la condition suivante :

$$L \leq 2l$$

On prend : $L = 100$ m. et on a :

$$S = L \times l = 8294,4 \text{ m}^2$$

Alors la largeur est égale à :

$$l = \frac{S}{L} = \frac{8294,4}{100} = 83 \text{ m}$$

3) Dimensionnement des bassins facultatifs pour l'horizon 2046 :

Le débit avec lequel on dimensionne les lagunes, est le débit du long terme (2046), moins le débit du moyen terme.

$$Q_{2046} = 0,03 \text{ m}^3/\text{s}$$

❖ **Calcul du volume des lagunes pour 2046 :**

$$\begin{aligned} V_{2046} &= Q_{2046} \times t_s \\ V_{2046} &= 0,03 \times 3600 \times 24 \times 12 \\ V_{2046} &= 31104 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

❖ **Calcul de la surface des lagunes pour 2046 :**

La surface est égale à :

$$\begin{aligned} S_{2046} &= \frac{V_{2046}}{H} = \frac{31104}{3} \\ S_{2046} &= 1,2 \text{ ha} \end{aligned}$$

❖ **Vérification de la charge spécifique :**

On calcul C_j :

$$C_j = 0,03 \times 0,05354 \times 24 \times 3600 = 138,77 \text{ kg/j}$$

Alors :

$$C_s = \frac{138,77}{1,2} = 101,5 \text{ kg/ha} \cdot \text{j}$$

Donc la condition de la charge spécifique est vérifiée, alors la surface obtenue est acceptable.

a) **Largeur et longueur de la lagune:**

On opte pour une forme rectangulaire, et on calcul la largeur et la longueur de la lagune on respectant la condition suivante :

$$L \leq 2l$$

On Prend : $L = 100$ m. et on a :

$$S = L \times l = 10368 \text{ m}^2$$

Alors la largeur est égale à :

$$l = \frac{S}{L} = \frac{10368}{100} = 103,6 \text{ m}$$

4) **Calcul de la DBO5 à la sortie de chaque bassin :**

Pour le calcul de la DBO5 à la sortie de chaque bassin, on a :

$$t_s = -\frac{\ln(C/C_0)}{k}$$

Avec :

- ❖ C_0 : la charge à l'entrée = **53,54 mg DBO₅/l.**
- ❖ C_s : la charge à la sortie.
- ❖ k : coefficient de biodégradation = **0,052.**
- ❖ t_s : temps de séjours dans chaque bassin

$$C = C_0 \times e^{-kt_s}$$

Alors :

En 2026 :

a) **Le 1^{er} bassin**

$$C_1 = 53,54 \times e^{-(0,052 \times 6)} = 39,19 \text{ mg/l}$$

b) **Le 2^{eme} bassin**

$$C_2 = 39,19 \times e^{-(0,052 \times 6)} = 28,67 \text{ mg/l}$$

En 2036 et en 2046:

$$C_s = 53,54 \times e^{-(0,052 \times 12)} = 28,67 \text{ mg/l}$$

Alors que la concentration de DBO5 à la sortie (28,67) est acceptable et conforme aux normes de rejet, on arrête l'épuration et on résulte que les étangs (anaérobie et facultatif) sont largement suffisants.

5) Calcul du rendement de l'étang facultatif :

En 2026 :

a) **Pour le 1^{er} bassin**

$$\eta_1 = \frac{53,54 - 39,19}{53,54} \times 100\% = 26,80\%$$

b) **Pour le 2^{eme} bassin**

$$\eta_2 = \frac{39,19 - 28,67}{39,19} \times 100\% = 26,84\%$$

En 2036 et en 2046:

$$\eta = \frac{53,54 - 28,67}{53,54} \times 100\% = 46,45\%$$

Les caractéristiques des lagunes facultatives sont présentées dans le tableau (16) :

Tableau 16 : Caractéristiques des lagunes facultatives

L'année Caractéristiques	2026	2036	2046	TOTAL
	$Q_{\text{moy r}} \text{ (m}^3/\text{s)}$	0,094	0,024	0,030
N ^{bre} bassin	02	01	01	04
Temps de séjour de chaque bassin (j)	6	12	12	12
Temps de séjour total (j)	12	12	12	12
Volume de chaque bassin (m ³)	24 364,8	24 883,2	31 104	80 352
Volume total (m ³)	48 729,6	24 883,2	231 104	153 446,4
Profondeur des bassins (m)	3	3	3	3
Surface de chaque bassin (ha)	1,5	0,8	1,2	-
Surface total (ha)	3	0,8	1,2	5
Longueur (m)	150	100	100	-
Largeur (m)	108,3	83	103,6	-
Charge initial C_0 (mg/l)	53,540	53,540	53,540	53,540
Charge à la sortie du 1 ^{er} bassin C_1 (mg/l)	39,190	28,670	28,670	28,670
Charge finale C_e (mg/l)	28,670	-	-	-
Rendement de chaque bassin η (%)	26,800	46,450	46,450	46,450
Rendement total η (%)	46,840	46,450	46,450	46,450

IV.7.5 Calcul du rendement total de la station :

$$\eta_t = \frac{428,57 - 28,67}{428,57} \times 100\% = 93,31\%$$

IV.7.6. Digues des lagunes :

Avant d'implanter les digues pour les lagunes, il faut mentionner qu'on va effectuer des travaux de terrassement sur les surfaces où on va implanter les lagunes. Ces travaux nous permettant de diminué le volume et la hauteur des digues.

Les digues des lagunes devront être protégées contre l'action du vent, susceptible de créer des phénomènes d'érosion non négligeables par l'action des vagues.

La hauteur des vagues dans le bassin de lagunage se calcul sur la base de la formule suivante : [5].

$$H_V = 0,00086 \times V^{1,1} \times F^{0,45}$$

Où :

- ❖ H_V : Hauteur des vagues (m).
- ❖ V : Vitesse du vent maximale (m/s), $V = 26$ m/s.
- ❖ F : Distance maximale d'eau libre (m).

Il existe une hauteur appelée hauteur de réserve elle est égale, $a = 15$ cm.

Ceci fait que la crête de la digue doit être élevée avec une distance D du plan d'eau dans les lagunes, D est donné par la relation suivante :

$$D = H_V + a \text{ en (m)}$$

A la fin on obtient la hauteur de la digue H_d , qui égale :

$$H_d = D + h \text{ en (m)}.$$

Avec :

- ❖ h : Hauteur d'eau dans la lagune (m)

1) Calcul des digues des lagunes:

Les digues seront réalisées avec une pente interne et externe de 2H/1V pour assurer la stabilité des digues.

a) Pour les lagunes anaérobies:

$$H_V = 0,00086 \times 26^{1,1} \times 350^{0,45} = 0,43 \text{ m.}$$

$$D = 0,43 + 0,15 = 0,58 \text{ m.}$$

$$H_d = 3 + 0,58 = 3,58 \text{ m}$$

b) Pour les lagunes facultatives:

$$H_V = 0,00086 \times 26^{1,1} \times 350^{0,45} = 0,44 \text{ m.}$$

$$D = 0,44 + 0,15 = 0,59 \text{ m.}$$

$$H_d = 1,5 + 0,59 = 2,09 \text{ m}$$

IV.7.7 Conduite de communication entre les lagunes :

Dans notre étude, nous choisissons des canaux de forme trapézoïdale pour faciliter le nettoyage et éviter le colmatage.

❖ Largeur inférieur du canal: [5]

On a :
$$Q = V.S$$

$$Q = V.(b + mh)h$$

$$b = (Q/V.h) - mh$$

Avec :

- ❖ **Q** : débit transite en (m³/s),
- ❖ **V** : Vitesse d'écoulement en (m/s).
- ❖ **b** : largeur du fond du canal en (m).
- ❖ **h** : hauteur d'eau dans le canal en (m),
- ❖ **m** : Pente des berges (fruit).

❖ Largeur supérieur du canal : [5]

$$B = b + 2mH$$

Avec :

- ❖ **B** : Largeur supérieur du canal (m),
- ❖ **b** : largeur du fond du canal en (m).
- ❖ **H** : hauteur totale du canal en (m), **H = h + 0,20**
- ❖ **m** : coefficient du talus.

❖ **Rayon hydraulique:[5]**

$$Rh = \frac{S_m}{P_m} = \frac{h(b + mh)}{b + 2h\sqrt{1 + m^2}}$$

Avec :

- ❖ **S_m** : Surface mouillée en (m²).
- ❖ **P_m** : Périmètre mouillé en (m).
- ❖ **Pente du canal: [5]**

$$I = \frac{Q^2}{C^2 \cdot S^2 \cdot Rh}$$

Avec :

- ❖ **I** : Pente du canal.
- ❖ **Q** : Débit transite en (m³/s),
- ❖ **C** : Coefficient de Chézy **C = (1/n) Rh^{1/6}**.
- ❖ **n** : Rugosité du canal, pour le béton n = 0,014

Le tableau (17) récapitule les caractéristiques des canaux de communication entre les lagunes.

Tableau 17 : Caractéristiques des canaux de communication:

Caractéristiques	L'année			
	2026	2036	2046	TOTAL
Q (m ³ /s)	0,094	0,024	0,03	0,148
N ^{bre} des canaux	7,00	4,00	4,00	15,00
Hauteur d'eau (m)	0,50	0,50	0,50	0,50
Vitesse d'écoulement (m/s)	1,00	1,00	1,00	1,00
Pente des berges (fruit)	0,25	0,25	0,25	0,25
Largeur inférieur (m)	0,6	0,10	0,42	6,29
Hauteur totale (m)	0,70	0,70	0,70	0,70
Largeur supérieur (m)	0,95	0,45	0,77	11,54
Longueur du canal (m)	0,22	0,10	0,19	-
Rayon hydraulique (m)	0,53	0,01	0,21	-
Pente du canal ‰	0,36	0,11	0,27	0,64

IV.8 Lagunage tertiaire

Afin d'accueillir les MES après le lagunage naturel, on prévoit un bassin tertiaire avec une profondeur de 1 m et un temps de séjour de 1 jour. Pour les eaux usées domestiques, cette opération élimine jusqu'à 35 % de la DBO5, et 90 % des matières décantables et 60 % des matières en suspension.

❖ Volume du bassin :

$$V = Q \times t_s$$

Avec :

- ❖ Q : Débit moyen de rejet en (m³/j).
- ❖ ts : temps de séjour en (j).

1. Volume du bassin en 2026 :

$$V_{2026} = 0,094 \times 24 \times 3600 = 8121,6 \text{ m}^3$$

2. Volume du bassin en 2036 :

$$V_{2036} = 0,024 \times 24 \times 3600 = 2073,6 \text{ m}^3$$

3. Volume du bassin en 2046 :

$$V_{2046} = 0,03 \times 24 \times 3600 = 2592 \text{ m}^3$$

❖ Surface du bassin :

$$S_h = V / h$$

Avec :

❖ S_h : Surface horizontale du bassin (ha)

❖ V : Volume du bassin en (m^3).

❖ h : Profondeur de bassin (m).

1. Surface du bassin en 2026 :

$$S_{2026} = 8121,6 / 1 = 8121,6 \text{ m}^2$$

$$S_{2026} = 0,8 \text{ ha}$$

2. Surface du bassin en 2036 :

$$S_{2036} = 2073,6 / 1 = 2073,6 \text{ m}^2$$

$$S_{2036} = 0.2 \text{ ha}$$

3. Surface du bassin en 2046 :

$$S_{2046} = 2592 / 1 = 2592 \text{ m}^2$$

$$S_{2046} = 0.2 \text{ ha}$$

❖ Largeurs et longueurs des bassins:

Dans ce cas on prend $L = 1$ donc :

$$L.l = \sqrt{S_h}$$

1. Largeur et longueur du bassin en 2026 :

$$L = \sqrt{8121,6} = 90 \text{ m}$$

2. Largeur et longueur du bassin en 2036 :

$$L = \sqrt{2073,6} = 45 \text{ m}$$

3. Largeur et longueur du bassin en 2046 :

$$L = \sqrt{2592} = 50 \text{ m}$$

Le tableau (18) détermine les caractéristiques de lagunage tertiaire :

Tableau 18 : Caractéristiques des lagunes tertiaires

Caractéristiques	L'année			
	2026	2036	2046	TOTAL
$Q_{\text{moy r}} \text{ (m}^3/\text{s)}$	0,094	0,024	0,03	0,148
N ^{bre} bassin	01	01	01	03
Temps de séjour (j)	01	01	01	01
Volume des lagunes (m ³)	8 121,6	2 073,6	2 592	12 787,2
Profondeur des bassins (m)	01	01	01	01
Surface total (ha)	0,8	0,2	0,2	1,2
Longueur (m)	90	45	50	-
Largeur (m)	50	45	50	-
Charge en DBO ₅ à l'entrée	28,570	28,570	28,570	-
Charge en DBO ₅ à la sortie	27.130	27.130	27.130	-

❖ **Digues des lagunes tertiaires :**

Les digues des lagunes tertiaires devront être protégées contre l'action du vent, susceptible de créer des phénomènes d'érosion non négligeables par l'action des vagues.

La hauteur des vagues dans le bassin de lagunage se calcul sur la base de la formule suivante :

$$H_V = 0,00086 \times V^{1,1} \times F^{0,45}$$

Où :

- ❖ H_V : Hauteur des vagues (m).
- ❖ V : Vitesse du vent maximale (m/s), $V = 26 \text{ m/s}$.

❖ F : Distance maximale d'eau libre (m).

Il existe une hauteur appeler hauteur de réserve elle est égale, $a = 15 \text{ cm}$.

Ceci fait que la crête de la digue doit être élevée avec une distance D du plan d'eau dans les lagunes, D est donné par la relation suivante :

$$D = H_V + a \text{ en (m)}$$

A la fin on obtient la hauteur de la digue H_d , qui égale :

$$H_d = D + h \text{ en (m)}.$$

Avec :

❖ h : Hauteur d'eau dans la lagune (m)

1. Calcul des digues des lagunes :

Les digues seront réalisées avec une pente interne et externe de 2H/1V pour assurer la stabilité des digues.

$$H_V = 0,00086 \times 26^{1,1} \times 150^{0,45} = 0,30 \text{ m.}$$

$$D = 0,30 + 0,15 = 0,45 \text{ m.}$$

$$H_d = 1 + 0,45 = 1,45 \text{ m}$$

IV.9 Désinfection :

Le risque de présence de germes pathogènes dans les eaux résiduaires urbaines qui peuvent affecter les milieux récepteurs dont la qualité bactériologique devra être sauvegardée, ceci nous met devant la nécessiter de désinfecter ces eaux. La désinfection est réalisée généralement par de l'eau de javel.

❖ Dimensionnement du bassin de désinfection

Le bassin choisie est de type chicane, et ceci pour avoir un bon contact.

a) Volume à long terme

$$V = T_S \times Q$$

$$T_S = 20 \text{ min}; \quad Q = 0.224 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$V = 0.224 \times 20 \times 60 = 268,8 \text{ m}^3$$

b) Surface horizontale

Pour un bon mélange on prend, $H = 3 \text{ m}$.

Alors :

$$S_h = \frac{V}{H} = \frac{268,8}{3} = 89,6 \text{ m}^2$$

c) Largeur

On a : $\frac{L}{l} = 50 \Rightarrow L = 50 l$

$$\Rightarrow l = \sqrt{\frac{S_h}{50}} = 1,3 \text{ m}$$

d) Longueur

$$L = \frac{S_h}{l} = \frac{89,6}{1,3} = 68,92 \text{ m}.$$

❖ Calcul de la dose de chlore journalière à injecter :

$$D_{\text{javel}} = Q_j \times D_{Cl}$$

Avec :

- ❖ D_j : Dose journalière du chlore en kg/j.
- ❖ Q_j : Débit journalière en m^3/j
- ❖ D_{Cl} : Dose unitaire du chlore nécessaire (2 à 10 mg/l), on prend $D_{Cl} = 5 \text{ mg/l}$.

D'où :

$$D_j = 0,005 \times 0,224 \times 24 \times 3600 = 9,76 \text{ kg/j}$$

❖ Quantité d'hypochlorite de sodium nécessaire :

On utilise pour la désinfection l'hypochlorite de sodium (Na Cl O) à 25° chlorométrie, un litre de Na Cl O (à 25° chlorométrie) contient $25 \times 3,17 \text{ g}$ de DCl, alors :

$$Q_{\text{javel}} = \frac{D_j}{25 \times 3,17} = 1,22 \text{ m}^3/\text{j}$$

Tableau 19 : Caractéristiques du poste de désinfection

Débit de la station Qstep (m³/s)	0,224
Temps de séjour ts (min)	20
Volume total VT (m³)	268,800
Profondeur du bassin h (m)	3,00
Section horizontale Sh (m²)	89,600
Largeur b (m)	1.3
Longueur L (m)	68.920
Dose de chlore injectée (Kg/j)	96.760
Quantité d'hypochlorite de sodium (m³/j)	1.22

IV.10 Conclusion

Durant ce chapitre, nous avons dimensionné les ouvrages de la station d'épuration de la ville de Metlili. L'entrée d'eau débute par un déversoir d'orage pour limiter les apports qui viennent à la station en cas de pluie. Après le déversoir, il y a un dégrilleur commence par un canal de section mouillée égale à 0.4 m², suivi par une grille mécanique, caractérisée par sa largeur (0.46 m), et sa longueur oblique mouillée (0.8 m) incliné d'un angle de 60°. Puis le dessablage, nous avons choisi un déssableur aéré avec un temps de séjour égal à 4 min et une capacité de rétention du sable qui dépasse 650 m³ /an. L'ouvrage suivant est bien le déshuileur, qui sert à réduire les huiles et les graisses, pour assurer une bonne épuration. La procédure appliquée est dite flottation par insufflation d'air et le calcul a abouti à une surface égale à 17,92 m².

En ce qui concerne le traitement biologique, le procédé choisi est le lagunage naturel dimensionné pour les horizons futurs (2026, 2036, 2046). Ce lagunage est divisé en deux étapes, l'une anaérobie et la deuxième facultatif. Ces étapes nécessitent une surface totale est égale à 15 hectares, cette surface est partagée selon les horizons d'étude. Suivi d'un lagunage tertiaire et un poste de désinfection.

Ce lagunage élimine la charge en DBO₅ par un rendement total dépasse 93% et avec temps de séjour égal à 52 jour. La concentration à la sortie des lagunes est acceptable et conforme aux normes de rejet.

CHAPITRE V

**Possibilité de valorisation des eaux
épurées**

V.1 Introduction

Les eaux usées sont celles rejetées par les collectivités, les industries et les particuliers puis acheminées par les égouts en station d'épuration afin d'être traitées. Après traitement, on les appelle des eaux usées épurées. Dans le cycle d'assainissement "classique" de l'eau, celles-ci sont ensuite rejetées dans le milieu naturel. La réutilisation des eaux usées épurées ou REUE propose de récupérer directement ces eaux usées épurées, de leur appliquer un nouveau traitement et de s'en servir pour toutes sortes d'usages.

On constate que la REUE agit à deux niveaux : premièrement, elle évite les rejets d'eaux issues de stations d'épuration dans le milieu naturel, et deuxièmement, elle constitue un approvisionnement supplémentaire.

Les eaux usées sont fortement chargées en polluants et en contaminants divers, ce qui pose le problème des risques sanitaires liés à une REUE et des traitements nécessaires. L'objectif de ce chapitre est, à partir des connaissances théoriques et des expériences de REUE dans le monde, d'estimer la possibilité de réutiliser les eaux épurées, en fonction des réglementations de l'OMS.

V.2 Définition de réutilisation des eaux usées épurées REUE

On appelle réutilisation des eaux l'emploi nouveau des « eaux de deuxième main » pour un usage différent de celui de son premier emploi grâce à des actions volontaires. La réutilisation peut être réalisée de manière directe ou indirecte :

- La réutilisation directe correspond à l'emploi immédiat des eaux déjà utilisées, après épuration, sans passage ni dilution de ces eaux dans le milieu naturel,
- La réutilisation indirecte correspond à l'emploi, sous forme diluée, des eaux déjà utilisées, après leur rejet et dilution dans le milieu naturel.

La définition stricte de la réutilisation exclut donc le recyclage. Il s'agit, dans ce cas d'une réutilisation interne des eaux dans un cycle de production dans le but du contrôle de pollution et de l'économie des ressources en eau. Le recyclage est en conséquence l'affaire de l'utilisation initiale. La réutilisation des eaux sert à des usagers nouveaux par rapport aux usagers initiaux. Le nouvel usage nécessite en général un traitement des eaux pour les ramener à une qualité satisfaisante et compatible avec l'usage envisagé [17].

V.3 Objectif de la réutilisation des eaux usées

L'objectif principal de la réutilisation des eaux usées est non seulement de fournir des quantités supplémentaires d'eau de bonne qualité en accélérant le cycle d'épuration naturelle de l'eau, mais également d'assurer l'équilibre de ce cycle et la protection du milieu environnant. Par définition, cette réutilisation est une action volontaire et planifiée qui vise la production de quantités complémentaires en eau pour différents usages afin de combler des déficits hydriques [18].

La réutilisation des eaux usées permet donc de minimiser, mais aussi de valoriser la pollution produite par les agglomérations.

V.4 Domaines de réutilisation des eaux usées épurées

La réutilisation des eaux usées traitées peut être pratiquée pour satisfaire de nombreux usages, particulièrement pour les utilisations non domestiques : D'un pays à l'autre, les usages adoptés varient selon les besoins. Il existe deux types d'utilisation : les usages directs et les usages indirects. Dans le premier cas, les eaux usées traitées obtiennent le statut de nouvelle ressource à la suite de leur épuration. Elles sont ensuite transportées au point de réutilisation pour usage. Dans le deuxième cas, les eaux traitées sont déversées dans des eaux réceptrices (de surface ou souterraines) afin d'être utilisées en aval. Ainsi, les eaux plus ou moins traitées rejoignent le cycle naturel de l'eau. Apportant des possibilités additionnelles de traitement avant le prélèvement en vue de la réutilisation [19].

La figure (17) illustre bien cette distinction : les usages directs sont en rouge, alors que ceux qui sont indirects sont en jaune. Elle montre également les diverses utilisations possibles :

- ❖ URB/DOM : réutilisation urbaine et domestique
- ❖ URR : irrigation
- ❖ POT : production d'eau potable
- ❖ GWR : recharge de la nappe phréatique
- ❖ ENV : Soutien à l'étiage/ conservation de milieux humides.



Figure 17 : schéma représentant la réutilisation direct et indirect des eaux usées [19].

V.4.1. Usage agricole :

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

Bien que l'irrigation des cultures et des espaces verts reste le mode le plus répandu de réutilisation, cette dernière soulève différents problèmes d'ordre agronomique et sanitaire. En effet si cette eau constitue un potentiel en eau supplémentaire, avec des matières fertilisantes (N, P et K), sa teneur en métaux lourds et agents pathogènes présente des risques de contamination des sols, des nappes et menace la santé de l'homme et des animaux.

Afin de garantir la protection de la santé publique, il est indispensable de mettre en place des normes et des réglementations strictes et adaptées à la spécificité des différentes cultures [18].

❖ Qualité des eaux épurées en irrigation :

Chaque projet de réutilisation doit faire l'objet d'une étude particulière qui tient compte aussi bien de la qualité de l'eau utilisée que du contexte de la réutilisation.

Selon le type de traitement adapté, les eaux usées épurées peuvent véhiculer des composants nocifs tels que les germes pathogènes et les métaux lourds, mais également des éléments fertilisants tels que l'azote, le phosphore et le potassium.

Certains éléments indispensables à faible concentration peuvent présenter des menaces à des concentrations élevées.

Des concentrations admissibles qui ne doivent normalement endommager ni les plantes, ni les sols, sont récapitulées dans le tableau (20)

Tableau 20 : Les valeurs guidant d'éléments traces dans l'eau d'irrigation (OMS) [20]

Elément	Valeur limite (mg/l)	caractéristiques	Valeur limite (mg/l)
Al	5	Fe	5
As	0.1	Li	2.5
B	0.75	Mn	0.2
Be	0.1	Mo	0.01
Cd	0.01	Ni	0.2
Co	0.05	Pb	5
Cu	0.2	Va	0.1
F	1	Zn	2

V.4.2. Usage industrielle :

La réutilisation industrielle des eaux usées et le recyclage interne sont désormais une réalité technique et économique. Pour les pays industrialisés, l'eau recyclée fournit 85 % des besoins globaux en eau. Les centrales thermiques et nucléaires (eau de refroidissement) sont parmi les secteurs qui utilisent les eaux usées en grande quantité. La qualité de l'eau réutilisée dépend de l'industrie ou de la production industrielle [21].

❖ Qualité de l'eau réutilisée :

Les cas de réutilisation industrielle d'eaux usées pour lavage et transport de matériaux correspondent le plus souvent à des usages peu exigeants, en qualité de l'eau, c'est le cas par exemple, dans les industries minières en cimenterie, ou pour le transport des déchets.

Certains usages nécessitent simplement une eau clarifiée (lavage de wagon, par exemple). Dans les industries textiles, il faut une eau claire et saine du point de vue bactériologique.

Certaines opérations de lavage nécessitent des eaux très pures dans les industries, telles que le traitement de surfaces en métallurgie [5].

V.4.3 Usage municipale :

Les usages dits municipaux peuvent couvrir une assez large gamme d'utilisations précises qui ne requièrent pas d'eau de qualité potable, comme par exemple :

- ❖ L'arrosage des parcs et jardins.
- ❖ Le lavage des rues.
- ❖ La lutte contre les incendies.
- ❖ Le nettoyage des engins de collecte des ordures ménagères.

Ces usages sous-entendent, la réalisation d'un réseau de distribution qui double, au moins en partie, le réseau d'eau potable. A ce stade, les habitants ne sont pas branchés ; mais on peut concevoir que sous réserve de précaution d'ordre sanitaire, les usagers particuliers s'y branchent, par exemple pour l'arrosage de leurs jardins [17].

V.4.4 Recharge de la nappe :

Une autre pratique de réutilisation possible est la recharge de la nappe phréatique pour réduire arrêter ou inverser la diminution du niveau des eaux souterraines, pour limiter l'intrusion saline en zone côtière ou pour stocker des eaux de surface en période de surplus pour un usage futur. Le recharge artificielle des nappes d'eau souterraines avec des eaux usées traitées peut se faire via les zones humides ou directement dans les aquifères.

En effet, les deux principales manières de recharger la nappe phréatique sont l'infiltration via la surface et l'injection directe [19].

V.4.5 La production d'eau potable :

Les eaux usées traitées peuvent être utilisées directement comme eau potable. Ainsi, à la suite de leur traitement, elles sont acheminées à des populations afin d'être consommées. Il existe aussi un usage direct des eaux usées traitées pour la consommation humaine : l'augmentation des ressources en eau potable à l'aide d'eaux usées traitées de qualité supérieure, par exemple, rechargeant les aquifères. Cela peut aussi être réalisé en rejetant ces eaux traitées dans un cours d'eau qui alimente en eau potable des populations en aval [19].

V.5 Cadre réglementaire d'usage des eaux épurées

La loi n° 05 - 12 du 04 août 2005, relative à l'eau, a institué, à travers ses articles 76 et 78, la concession d'utilisation des eaux usées épurées à des fins d'irrigation (JO n°60 - année 2005).

Le décret n° 07-149 du 20 mai 2007 fixe que le concessionnaire (personne physique ou morale) qui se propose de distribuer, à des usagers, des eaux usées épurées à des fins d'irrigation) et les différents intervenants (direction de wilaya de l'hydraulique, de la santé, de l'agriculture et du commerce) sont tenus de procéder à un contrôle régulier de la qualité des eaux distribuées afin de s'assurer en permanence, que la qualité de eaux épurées est conforme aux normes fixées par la réglementation en vigueur (normes Organisation Mondial de la Santé (OMS) et Organisation de l'Alimentation FAO) [22].

V.5.1 Normes actuellement en usage :

❖ Normes et critères OMS et FAO

Les paramètres minimaux de qualité bactériologique des EE à la sortie de la STEP permettant d'assurer la protection sanitaire des agriculteurs et des consommateurs, sont ceux de l'OMS (1989, 2000 et 2006). Les paramètres de qualité physico-chimique des EE admissibles pour un usage agricole adéquat sont ceux de la FAO (1985).

Le tableau (21) montre les normes de réutilisation des eaux usées épurées [22].

Tableau 21 : Normes de réutilisation des eaux usées épurées.

Paramètres	Unité	Normes	
		FAO* (1985)	OMS** (1989)
PH		6.5-8.4*	
Turbidité	NTU	/	
CE	DS/m	<0.7* Aucune restriction 0.7-3.0* restriction légère à modérée >3.0* forte restriction	
MES	mg/l	<70**	
DCO	mg O ₂ /l	<40**	
DBO ₅	mg O ₂ /l	<10**	
NO ³⁻	mg/l	50**	
NO ²⁻	mg/l	<1**	
NH ₄ ⁺	mg/l	<2**	
PO ₄ ³⁻	mg/l	<0.94**	
HCO ₃ ⁻	mg/l	500*	
Cl ⁻	mg/l	1065**	
Ca ²⁺	mg/l	400*	
Mg ²⁺	mg/l	60.75*	
K ⁺	mg/l	50*	
Na ⁺	mg/l	920*	
Chlore résiduel	mg/l	/	
SAR	meq/l	- <3* Aucune restriction -3-9* restriction légère à modérée >9* forte restriction	
Coliformes totaux	UFC/100ml	/	
Streptocoque fécaux	UFC/100ml	1000**	
Salmonelles	UFC/1L	Absence**	

❖ **Avantages de la réutilisation des eaux usées traitées :**

Pour les agricultures, l'incitation principale est le bénéfice attendu de l'utilisation de l'eau usée en irrigation, ainsi qu'elle est une source faible même en années de sécheresse.

Les avantages peuvent être brièvement récapitulés comme suit : [23].

- ❖ Economie d'eau claire ;
- ❖ Economie de fertilisants ;
- ❖ Accroissement de rendements ;
- ❖ Protection de l'environnement ;
- ❖ Création d'emplois.

V.6 Valorisation des eaux épurées dans la zone de Metlili

V.6.1 Domaine Agricole :

V.6.1.1 Agriculture de la zone d'étude :

❖ Répartition des terres :

METLILI, ville oasis à vocation agricole, dispose d'un périmètre agricole important dont le développement futur sera des berges de l'oued jusqu'à la source. Il gardera à cet effet son cachet traditionnel de région à vocation essentiellement agricole.

C'est dans l'ensemble de la commune de METLILI: [25].

La superficie agricole totale (S.A.T) s'étend sur 187863 hectares et se répartit comme suit :

- ❖ Surface agricole utile (S.A.U) : 2085 ha en irrigué en totalité
- ❖ Pacages et parcours : 185774 ha
- ❖ Terres improductives des exploitations agricoles : 14 ha.

Terres non affectés à l'agriculture :

D'une superficie de 313139 ha les terres non affectées à l'agriculture concernent les superficies couvertes par les agglomérations, bâtiments divers, voies de communications et les terres non susceptibles d'être cultivées ou transformées en parcours.

Tableau 22 : Répartition générale des terres (wilaya/commune) [25]

Commune	SAT (ha)	SAU (ha)	Parcage et parcours (ha)	Terres improductives non affectées à l'agriculture (ha)	Superficie total de la commune (ha)	% Terres agricoles
Wilaya	137 0911	30 200	1 330 539	7 095 101	846 6012	16
Metlili	187 863	2 085	185 774	313 139	501 012	37

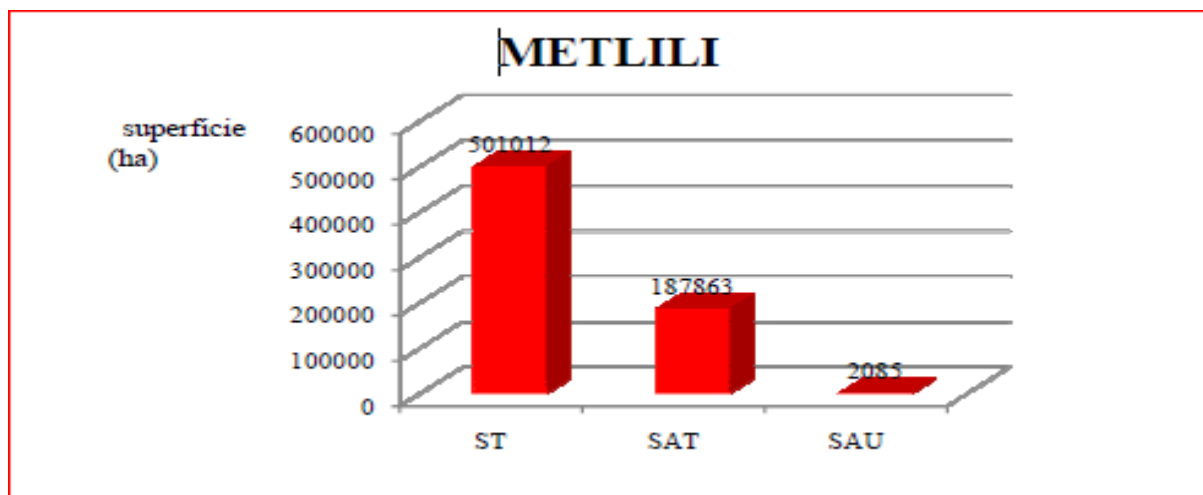


Figure 18 : Surface agricole totale et utile de la commune

ST : surface total de la commune

SAT : surface agricole total de la commune

SAU : surface agricole utile

❖ Occupation du sol :

Dans la zone de Metlili, le secteur agricole est limité, sur les 187863 hectares couverts par la superficie de la zone 185778 hectares sont affectées à l'agriculture et la superficie agricole utile (SAU) est évaluée à 2085 hectares [25].

Tableau 23 : Principale productions végétales de la commune

Commune	Mettili	
	Superficie (ha)	Production
Spéculations		
Phoeniculture	1 056	53 760
Arboriculture fruitière	288	26 255
Cultures maraichères	237	34 210
Cultures fourragères	220	44 200
Céréales	0	0

V.9 Conclusion

La réutilisation des eaux usées est une technique en pleine expansion, principalement associée à l'agriculture. De nombreuses solutions techniques permettent de répondre aux normes de réutilisation existantes.

Dans les pays où les réserves actuelles d'eau douce sont, ou seront prochainement, à la limite du niveau de survie, le recyclage des eaux usées semble être la technique alternative la plus abordable, tant au niveau financier (les traitements extensifs sont les plus adaptés) qu'au

niveau technique pour les réutilisations agricoles, industrielles et urbaines ne nécessitant pas une eau de qualité potable.

Les avantages de la réutilisation et du recyclage des eaux usées sont reconnus par de nombreux pays ; ils sont inscrits dans leurs schémas directeurs de l'eau et dans leur politique nationale.

Dans notre zone nous avons trouvé la possibilité de réutiliser les eaux épurées produite par la station d'épuration à des fins agricoles, pour une utilisation dans l'arrosage des arbres décoratifs, dont que le secteur agricole est limité, sur les 187863 hectares couverts par la superficie de la zone 185778 hectares sont affectées à l'agriculture et la superficie agricole utile (SAU) est évaluée à 2085 hectares.

CHAPITRE VI

**Estimation économique, gestion et
exploitation de la station
d'épuration**

VI.1. Introduction

Après avoir terminé d'établir les différentes chaînes de traitement d'eau usée, on doit faire une évaluation économique afin d'avoir une décision finale du choix de la variante la plus économique.

Le maintien en parfaite état des différents ouvrages de la station d'épuration et la garantie des performances épuratoires, reposent, avant tout, sur la qualité de l'exploitation qui est mise en œuvre, le procédé choisi qui est techniquement et économiquement acceptable, et enfin la présence d'une politique rationnelle de gestion.

Le manque ou l'absence de l'un de ces facteurs influe incontestablement sur le fonctionnement de l'installation.

VI.2. Coût total de la station d'épuration

$$C_{T\ Step} = C_{INV} + C_{EXP}$$

Avec :

- ❖ $C_{T\ Step}$: Coût total de la Step (DA) ;
- ❖ C_{INV} : Coût d'investissement de la Step (DA) ;
- ❖ C_{EXP} : Coût d'exploitation de la Step (DA) ;

VI.2.1 Coût d'investissement la station d'épuration :

Le coût total d'investissement de la Step est donné par la formule suivante :

$$C_{INV} = C_{TER} + C_{GC} + C_{VRD} + C_{Eq}$$

Avec :

- ❖ C_{INV} : Coût d'investissement de la Step (DA) ;
- ❖ C_{TER} : Coût de terrassement (DA) ;
- ❖ C_{GC} : Coût de génie civil (DA) ;
- ❖ C_{VRD} : Coût VRD (DA) ;
- ❖ C_{Eq} : Coût des équipements (DA) ;
- ❖ **Coût du terrassement :**

$$C_{TER} = V_{TER} \times P.U$$

Avec :

- ❖ C_{TER} : Coût du terrassement (DA)

- ❖ V_{TER} : Volume de la couche terrassée (m^3)
- ❖ $P.U$: Prix unitaire du mètre cube de terrassement, égal à 1400 (DA/ m^3).

1. Volume du terrassement :

$$V_{TER} = V_{Cter} + V_{dignes} + V_{Revetement}$$

Avec :

- ❖ V_{TER} : Volume du terrassement (m^3) ;
- ❖ V_{Cte} : Volume de la couche terrassée (m^3) ;
- ❖ V_{dignes} : Volume terrassement des digues (m^3) ;
- ❖ $V_{revêtement}$: Volume des revêtements (m^3) ; [7].

a) Volume de couche terrassée :

$$V_{Cter} = S_h \times e_{couche}$$

Avec :

- ❖ S_h : surface horizontale de l'ouvrage considéré ;
- ❖ e_{couche} : Epaisseur de la couche terrassée est égal à 50 cm ;

b) Volume de terrassement des lagunes :

Les travaux de terrassement consistent à mettre le terrain naturel à un seul niveau et mettre en place un revêtement de trois couches (Argile, Sable et Gravier), chaque couche est d'une épaisseur de 20 cm. Le prix de terrassement d'un mètre carré est évalué à 1000 D.A.

c) Volume des digues :

Les digues sont faites d'argile, Limon compactée avec une couche de protection contre les infiltrations et l'érosion que peut causer l'action de l'eau sur les parois des digues [5].

$$V_{Dignes} = S_v \times L \times n$$

Avec :

- ❖ V_{Dignes} : Volume des digues (m^3) ;
- ❖ S_v : Surface verticale de la digue (m^2) ;
- ❖ L : Longueur de la digue (m) ;
- ❖ n : Nombre des digues ;

d) Volume des revêtements :

Le revêtement se fait par la pose de trois couches (Gravier, Sable et Argile), afin d'assurer la stabilité et l'étanchéité du fond et des berges des lagunes, aussi le revêtement pour faciliter l'entretien et le nettoyage.

$$V_{\text{revêtement}} = S_T \times h_{\text{revêtement}}$$

Avec :

- ❖ $V_{\text{revêtement}}$: Volume du revêtement (m^3) ;
- ❖ S_T : Surface total de surface de revêtement (m^2) ;
- ❖ $H_{\text{revêtement}}$: hauteur du revêtement (m) ;

Le tableau (24) récapitule les différents volumes et coûts de terrassement

Tableau 24 : Volumes et Coûts de terrassement

Ouvrage	Volume de terrassement (m^3)	Prix unitaire (DA/m^3)	Coût de terrassement (DA)
Prétraitement	35,940	1 000	35 940,000
Revêtement	66 127,840	1 000	66 127 840,000
Digues	7 485,200	1 000	7 485 200,000
Total	73 648,980	-	736 489 980,000

❖ Coût de Génie civil :

Le calcul du coût de Génie civil basé sur le calcul de volume de béton armé utilisé pour la construction des ouvrages de prétraitement de la station d'épuration [5].

$$C_{GC} = V_{BA} \times P.U$$

Avec :

- ❖ C_{GC} : Coût du Génie civil (DA) ;
- ❖ V_{BA} : Volume de Béton armé utilisé (m^3) ;
- ❖ $P.U$: Prix unitaire du mètre cube de béton armé, égal à 12.000,00 (DA/m^3) ;

1. Volume de Béton armé :

Le volume de béton armé est divisé en deux partie, ce sont le volume de radier de l'ouvrage et le volume des murs.

a) Volume de radier :

$$V_{\text{radier}} = S_h \times e_{\text{radier}}$$

Avec :

- ❖ V_{radier} : Volume du radier (m^3) ;
- ❖ S_h : Surface horizontale (m^2) ;
- ❖ e_{radier} : Epaisseur du radier est compris (0,3÷0,4) m, (on prend 0,40) ;

b) Volume des murs :

$$V_{\text{murs}} = L \times h \times e_{\text{mur}} \times n$$

Avec :

- ❖ V_{murs} : Volume des murs (m^3) ;
- ❖ h : hauteur des murs (m) ;
- ❖ e_{mur} : Epaisseur des murs est compris (0,15÷0,5) m, (on prend 0,30 m) ;
- ❖ n : Nombre des murs ; [5].

Le tableau (25) récapitule les différents volumes de béton armé et le coût de Génie civil

Tableau 25 : Volumes de béton armé et Coûts de Génie civil

Ouvrage	Volume de béton armé (m^3)	Prix unitaire (DA/ m^3)	Coût de Génie civil (DA)
Poste de dégrillage	3,020	12.000,00	36 240,00
Déssableur	26,540	12.000,00	318 480,00
Déshuileur -dégraisseur	29,550	12.000,00	354 600,00
Poste de désinfection	359,020	12.000,00	4 308 240,00
Canaux de communication	39,410	12.000,00	472 920,00
TOTAL	457,540	-	5 203 840,00

❖ **Coût des VRD :**

Le coût des VRD est estimé de 15 à 25% du coût de génie civil, on prend 25%. Alors :

[7]

$$C_{VRD} = 0,25.C_{GC}$$

$$C_{VRD} = 0,25 \times 5203840 = 1300960,00 \text{ DA}$$

❖ Coût des équipements :

On peut avoir le prix de quelques équipements, notamment les pompes et les Suppresseurs d'air utilisé dans le déssableur et le déshuileur, et la pompe doseuse de poste de désinfection, et les prix sont comme suit : [5].

- Pompe submersible pour sables: 135.000 DA.
- Pompe déplaçable pour les huiles 135.000 DA.
- Pompe déplaçable pour l'extraction des boues: 150.000 DA.
- Pompe doseuse de chlore : 45.000 DA.
- Suppresseur d'air : 50.000,00 DA.
- Grille mécanique : 130.000,00 DA.
- Grille manuelle de secoure : 65.000,00 DA

Tableau 26 : Coûts des équipements

Equipement	Nbre	Prix unitaire (DA/m ³)	Coût d'équipement (DA)
Pompe submersible pour les sables	01	135 000,00	135 000,00
Pompe déplaçable pour les huiles	01	135 000,00	135 000,00
Pompe déplaçable d'extraction des boues	04	150 000,00	600 000,00
Pompe doseuse de chlore	01	45 000,00	45 000,00
Suppresseur d'air	02	50 000,00	100 000,00
Grille mécanique	01	130 000,00	130 000,00
Grille manuelle de secoure	01	65 000,00	65 000,00
TOTAL	11	-	1 210 000,00

Alors, on peut calculer la Coût total d'investissement, le tableau suivant récapitule les différents coûts d'investissement.

Tableau 27 : Récapitulatif du bilan d'investissement

Différents coûts	
Coût de terrassement	736 489 980,00
Coût de Génie civil	5 203 840,00
Coût des VRD	1 300 960,00
Coût d'équipements	1 210 000,00
Coût d'investissement total	744 204 780,00

VI.2.2 Coût d'exploitation de la station d'épuration :

L'évaluation des coûts d'exploitation a été réalisée en considérant les bases suivantes :

- ❖ La consommation électrique est liée au fonctionnement des équipements et d'éclairages avec un coût du kWh fixé à 2 DA.
- ❖ La surveillance du fonctionnement de l'épuration est réalisée par la mise en place d'un suivi analytique ; on considère que 1 bilan (DCO, DBO5, MES, NTK, PT et CF) hebdomadaire entrée et sortie station est nécessaire.
- ❖ Le personnel pris en compte est celui nécessaire au gardiennage, à l'entretien des digues des lagunes, des dispositifs de prétraitement et des lits de séchage, laborantin, électromécanicien, cadre responsable,...
- ❖ La maintenance des équipements (révision, réparation...) est estimée à un coût annuel représentant 2% de l'investissement initial des équipements entretenus.

❖ Coût de la consommation électrique :

Le tableau (28) présente les différentes consommations électriques durant le fonctionnement de la station.

Tableau 28 : Consommation électrique

Nombre de jours de fonctionnement par an : 365 jours					
Prix du KWh : 2 DA					
Consommateurs d'électricité	N ^{br} _e	Puissance absorbée (KW)	Temps de fonctionnement par jour (h)	Consommation annuelle (KWh)	Coût annuel (DA)
Dégrilleur mécanique	01	5,5	16	32120	64 240,00
Pompe submersible pour sables	01	3,15	16	18 396	36 792,00
Suppresseur d'air	02	4,75	16	55 480	110 960,00
Pompe déplaçable (pour huile)	01	3,15	16	18 396	36 792,00
Local –éclairage extérieur	01	10	8	29 200	58 400,00
Bilan global d'électricité	-	26,55	-	153 592	307 184,00

❖ **Coût de la main d'œuvre d'exploitation :**

Le tableau (29) présente les mains d'œuvre nécessaire pour le fonctionnement de la station.

Tableau 29 : Main d'œuvre

Poste	Nombre de personnes	Salaire mensuel (DA/personne/ mois)	Coût annuel (DA)
Gardiennage	4	20 000,000	960 000,000
Ouvrier	6	20 000,000	120 000,000
Technicien de laboratoire	5	35 000,000	2 100 000,000
Electromécanicien	5	35 000,000	2 100 000,000
Cadre	3	60 000,000	2 160 000,000
Total main d'œuvre d'exploitation générale			7440 000,000

❖ **Coût de la maintenance des équipements :[5].**

Le coût de la maintenance des équipements électromécaniques est estimé de 2% du coût des équipements.

$$C_{MAIN} = 0,02.C_{Eq}$$

$$C_{MAIN} = 0,02 \times 1210000 = 24.200,00 DA$$

❖ **Coût de renouvellement des équipements : [5].**

Le renouvellement se fait tous les 10 ans de fonctionnement des équipements électromécaniques. Il est estimé de **1.500.000,00 DA**

❖ **Coût des consommables : [5].**

Les consommables ce sont, les huiles ; les graisses ; les peintures et le matériel pour les analyses. Il est estimé de **2.000.000,00 DA**.

Tableau 30 : Récapitulatif du bilan d'exploitation

Différents coûts	
Coût de consommation électrique	307 184,00
Coût de main d'œuvre d'exploitation	7 440 000,00
Coût de maintenance des équipements	24 200,00
Coût de renouvellement des équipements	1 500 000,00
Coût des consommables	2 000 000,00
Bilan d'exploitation annuel	11 271 384,00

Enfin le coût total de la station est égal à :

$$C_{T \text{ Step}} = 744.204.780,00 + 11.271.384,00$$

$$C_{T \text{ Step}} = 755.476.164,00 \text{ DA}$$

VI.3. Estimation du prix du mètre cube d'eau épurée

Le prix de 1 m³ d'eau épurée (P.U), est de :

$$P.U = \frac{C_{T \text{ Step}}}{V_{\text{Total}}}$$

$$P.U = \frac{758236164}{0,224 \times 30 \times 3600 \times 24 \times 365}$$

$$P.U = 3 \text{ D.A/m}^3.$$

On prend : $P.U = 3 \text{ DA/m}^3$

VI.4. Gestion et exploitation de la station

Le maintien en parfaite état des différents ouvrages de la station d'épuration et la garantie des performances épuratoires, reposent, avant tout, sur la qualité de l'exploitation qui est mise en œuvre, le procédé choisi qui est techniquement et économiquement acceptable, et enfin la présence d'une politique rationnelle de gestion.

Le manque ou l'absence de l'un de ces facteurs influe incontestablement sur le fonctionnement de l'installation.

La simplicité et l'efficacité de la gestion dépendent essentiellement de :

- ❖ La bonne conception de la station d'épuration.
- ❖ La disponibilité pour la gestion et le suivi de la station.
- ❖ La disponibilité des moyens humains et matériels.

VI.4.1 Taches d'exploitation :

❖ La mise en service :

Le temps de remplissage avec les eaux brutes seules est égal au temps de séjour, ce qui est excessif.

Cette phase transitoire générera alors des mauvaises odeurs, des proliférations végétales qui compromettent le fonctionnement ultérieur, parallèlement l'étanchéité des bassins est vérifiée dans cette phase.

Le remplissage sera donc réalisé en deux étapes :

- ❖ remplissage de premier bassin aérobie en eau de rivière.
- ❖ Remplissage des autres bassins par arrivée des eaux usées seules dans le premier bassin.

[7]

❖ Le suivi technique :

Malgré la rusticité de procédé, le lagunage naturel doit bénéficier d'un suivi technique adapté à sa spécificité avec une panoplie de moyens à mettre en œuvre pour atteindre les objectifs suivants :

- ❖ maintien des installations en bon état.
- ❖ Appréciation de la qualité des rejets.
- ❖ Evaluation des rendements.
- ❖ Prévention des dysfonctionnement.

Le suivi technique comprend deux types d'intervention

- ❖ visits et surveillance générale:
 - Les visites simples.
 - Les visites bilans.
- ❖ Les operations spécifiques.

VI.5 Conclusion

L'estimation du coût total de la STEP avant ou durant l'exploitation, conduit à une évaluation du mètre cube d'eau épurée plus ou moins proche de la réalité. Cette approche, rentre dans la nécessité d'optimiser sur le plan économique la technique choisie pour l'épuration des eaux usées domestiques de la ville de Metlili.

L'exploitation d'un système par lagunage est très simple mais très utile pour garantir un maximum de rendement, les recommandations que nous avons données ne peuvent suffire, il appartient donc à l'exploitant sur terrain, de faire les constats et de donner des directives et des consignes qui peuvent être fructueuses.



CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

L'objectif de notre travail est la conception d'une station d'épuration de la ville de METLILI wilaya de Ghardaïa et les possibilités de la réutilisation des eaux épurées.

Le premier chapitre de ce mémoire est un aperçu sur la zone d'étude en générale, description du milieu physique, l'estimation de la population et l'évaluation des débits des différents horizons.

Dans Le deuxième chapitre nous avons montré que les eaux usées urbaines de la commune de Metlili est de type domestique et nécessite une épuration biologique qui peut se traduire par les différents techniques épuratoires.

Dans le troisième chapitre nous avons présenté les différents procédés que peut comporter une station d'épuration.

Nous avons constaté que l'eau à épurer doit passé par plusieurs étapes débute par un canal d'amenée suivi par une grille mécanique inclinée. La rétention du sable est assurée par déssableur rectangulaire aéré suivi par un déshuileur de flottation d'air. Pour le traitement biologique, nous avons recours au lagunage naturel suivi d'un lagunage tertiaire et un poste de désinfection.

D'après cette étude, on conclut que le lagunage se caractérise essentiellement par un temps de séjours très élevé des effluents, et des mécanismes de fonctionnement biologique fortement liée à la charge polluant appliquée.

La STEP de Metlili comporte deux niveaux des bassins de traitement biologique placé comme suit :

- ❖ Quatre bassins anaérobies
- ❖ Quatre bassins facultatifs

En effet, l'installation d'une lagune anaérobie en tête de station s'est révélée très efficace dans l'abattement de la charge organique, azotée et phosphorée.

Ainsi la plus grosse partie de cette charge polluante est éliminée dans ce bassin.

La réalisation de la STEP de la ville de Metlili va permettre, outre l'amélioration des conditions de vie des populations utilisatrices de ces eaux (élimination du risque sanitaire) et la protection de l'environnement (faune et flore).

Ainsi, le procédé de traitement des eaux usées par lagunage naturel est la solution technique la plus adaptée au contexte économique et climatique pour les pays à climat chauds aride à semi-aride.

Au terme de conclusion, nous souhaitons que cette étude apportera une base de données pour la réalisation de la future station d'épuration de la ville de METLILI, et ouvre des nouvelles perspectives de recherches pour d'autres station avec d'autre procédé, et servira comme un guide consistant pour des futures études



BIBLIOGRAPHIE

- [1] Office Nationale de Météorologie. Station de Ghardaïa (O.N.M.2016)
- [2] Direction de Planification et l'Aménagement de Territoire de la wilaya de Ghardaïa. « **ATLAS DE GHARDAIA** » Ghardaïa. 2009
- [3] ANRH et ADE de Metlili. « **Inventaire des forages et enquête sur les débits extraits de la ville de Metlili** ». 2007
- [4] M^{elle}. BAHAZ.H « **La cartographie piézométrique et hydro chimique de la nappe phréatique de la Vallée de Metlili** ». Mémoire licence. Univ. Ghardaïa. 2013.
- [5] Mr : Boutelli Med. H et M^r: MENASRIA. S « **Conception d'une station d'épuration pour la ville de Ghardaïa, Possibilités de réutilisation des eaux épurées** ». Mémoire d'ingénieur. Univ. OAURGLA. 2008
- [6] DHW Metlili. « **Données présentatifs de la ville de Metlili ainsi que sue le réseau d'assainissement**». 2016
- [7] Mr AOULMI. S « **Conception de la station d'épuration de la ville de Zeddine (W. Ain Defla)** ». Mémoire d'ingénieur. ENSH. 2007
- [8] M^r: BEN ADAA.L « **Cours épuration des eaux usées** »
- [9] M^r: Hatem Dhaouadi « **Traitement des eaux usées urbaines**» Univ. Virtuelle de Tunis. 2008
- [10] M^r: DAHOU. Abd R et M^r: BREK.A « **Lagunage aéré en zone aride performance épuratoire cas de région d'OAURGLA**». Mémoire Master Univ. OAURGLA. 2013
- [11] M^r: Y. Libes « **Les eaux usées urbaines et leur épuration**». Ouvrage
- [12] M^r: «**Modélisation hydraulique d'un Bassin d'aération de station d'épuration des eaux usées** ». Mémoire Magister Univ. Annaba. 2009
- [13] M^{elle}. HADJ.K.A, LAMA. K et BOUAMER.H « **Etude de système de la station d'épuration de Barraine par lagunage anaérobie**». Mémoire licence. Univ. Ghardaïa. 2014
- [14] M^r: DESHAYES.M « **QUALISTEP**». INSA. Strasbourg. 2008
- [15] M^{elle}. Imène « **Dimensionnement de STEP de la commune de Hassi Bahbah (W. Djelfa)**». Mémoire licence. 2012
- [16] « **Guide technique sur la fonctionnement des déversoirs d'orage**». ENGEES. Juillet 2006

- [17] Samuel BAUMONT et Jean-Philippe CAMARD et Antoine FRANCONI « **Réutilisation des eaux usées épurées : risques sanitaires et faisabilité en Île-de-France** » ; Île-de-France. Ouvrage
- [18] Mr : R. Omar « **Réutilisation des eaux épurées dans l'agglomération Oranaise** » ; Mémoire d'ingénieur ; ENSH ; Blida. 2003
- [19] M^r : Katherine. Ch « **Analyse des perspectives de réutilisation des eaux usées municipales Au QUEREC**». Univ. De SHERBROOKE. Avril 2014.
- [20] M^r : MAKHLOUFI.N. « **Etude des performances épuratoires du lagunage naturel et l'impact du cadmium sur ces performances**». Mémoire Master Univ. Blida 2003
- [21] M^{elle} : BEZZIOU.A et MEKKAOUI.R « **Essai de traitement biologique des eaux usées en utilisant des filtres bicouches**». Mémoire Master Univ. OAURGLA. 2013
- [22] M^{elle} : SELHANI. S « **Eude des possibilité d'utilisation des eaux usées et boues d'épuration de BENI.MESSOUS**». Mémoire Magister ENEP.ALGER.2009
- [23] M^r : METAHRI. Med. S « **Elimination simultanées de la pollution azotée et phosphatée des eaux usées traitées, par des procédés mixtes. Cas de la STEP et de la ville de TIZILOUZOU**». Thèse Doctorat. Univ. TIZI OUZOU. 2012
- [24] M^{elle} : Djabelkhir. K « **Contribution à la réutilisation de la station d'épuration de STAOULI**». Mémoire d'ingénieur ENP. Juin 2007
- [25] M^r : BENSABA. KH « **Les palmeraies de Metlili. Diagnostic et proposition de programme de rénovation**». Mémoire d'ingénieur .Univ. OAURGLA.2011
- [26] Dictionnaire " Larousse ".