

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



## Université de Ghardaïa

Faculté des Sciences et Technologies  
Département des Sciences et Technologie

Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de

### MASTER

Domaine : *Sciences et Technologies*

Filière : **hydraulique**

Spécialité : *ressource hydraulique*

Par : **BOUZIANE MOUNIR**

### Thème

Etude de conception de station d'épuration des eaux usées  
Par bous active  
(Base Vie Sonatrach Irara Hassi Messaoud)

Soutenu publiquement le : **25/05/2017**

Devant le jury :

<b>BOUAMEER Kheira</b>	MAA	Univ. Ghardaïa	<b>Président</b>
<b>BOULMAIZE Tayeb</b>	MAA	Univ. Ghardaïa	<b>Examineur</b>
<b>AMIEUR Rekia</b>	MAA	Univ. Ghardaïa	<b>Examinatrice</b>
<b>MR KATEB Samir</b>	(MCA)	Univ. Ouargla	<b>Encadreur</b>

Année universitaire 2016/2017

## *Remerciements*

*Tout d'abord, je tiens à remercier Dieu, de m'avoir octroyé les moyens pour être où j'en suis aujourd'hui.*

*Mes plus grands remerciements sont naturellement pour Mr, KATEB Samir qui m'a encadré tout au long de mon mémoire. Ma considération est inestimable.*

*Mes plus grands remerciements :*

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

*Une pensée affectueuse va à mes amis*

*Un merci à tous mes amis à chacun avec son nom.*

*Ces avant-propos seraient incomplets sans un remerciement adressé aux membres de ma famille, en particulier mes parents. Ce travail leur appartient à tous.*

*Mounir*

## SOMMAIRE

Remerciement	01
Sommaire	I
List de figure	V
Liste des tableaux	VI
Introduction générale	3
<b>CHAPITRE I : Nature et origine des eaux usées</b>	
I.1 Introduction.	5
I.2 Origine des eaux usées.	5
I. 2.1 eaux usées domestiques.	5
I.2.1.1 Eaux de cuisine.	5
I.2.1.2 Eaux de buanderie.	5
I.2.1.3 Eaux de vannes.	5
I.2.2 eaux usées industrielles.	5
I.2.3 effluents agricoles.	6
I.2.4 eaux de ruissellement.	6
I.3 pollution des eaux.	6
I.3.1 différents types de pollution.	6
I.3.1.1 pollution chimique.	6
I.3.1.2 pollution organique.	7
I.3.1.3 pollution radioactive.	7
I.3.1.4 pollution thermique.	7
I.3.1.5 pollution microbienne.	8
I.3.1.6 pollution agricole.	8
I.3.1.7 pollution par les hydrocarbures.	8
I.3.2 paramètre de pollution.	9
I.3.2.1 paramètres physiques.	9
I.3.2.1.1 température.	9
I.3.2.1.2 odeur.	9
I.3.2.1.3 couleur.	9
I.3.2.1.4 matières en suspension (M.E.S)	9
I.3.2.1.5 Matières minérales	9
I.3.2.1.6 Matières décantables et non décantables	10

I.3.2.2	paramètres chimiques	10
I.3.2.2.1	PH	10
I.3.2.2.2	oxygène dissous	10
I.3.2.2.3	demande biochimique en oxygène ( DBO5 )	10
I.3.2.2.4	demande chimique en oxygène ( DCO )	11
I.3.2.2.5	nutriments	11
I.3.2.3	paramètres microbiologiques	12
I.4	normes de rejet	12
I.5	Résultats d'analyse	13

## **CHAPITRE II : Les procédés d'épuration**

II.1	Introduction	15
II.2	relevage	15
II.3	prétraitements	15
II.3.1	dégrillage	15
II.3.2	déssablage	15
II.3.3	dégraissage-déshuilage	15
II.4	traitements primaires	16
II.5	traitements secondaires	16
II.5.1	traitements physico-chimique	16
II.5.2	traitements biologiques	17
II.5.2.1	procédés biologiques extensifs	18
II.5.2.1.1	épandage	18
II.5.2.1.2	lagunage	18
II.5.2.2	procédés intensifs	20
II.5.3	traitement tertiaire	22
II.5.4	Epuration biologique par boues activées	23

## **CHAPITRE III : présentation de la base de vie IRARA**

III.1	Introduction	27
III.2	Situation géographique du site	27
III.3	Géologie	28
III.4	Hydrogéologie	30
III.4.1	nappe du Continental Intercalaire	31
III.4.2	nappe du Complexe Terminal (CT)	31

III.4.3	nappe phréatique	31
III.5	Hydrographie	31
III.6	Situation climatique	32
III.6.1	Climat	32
III.6.2	Température	32
III.6.3	pluviométrie	33
III.6.4	évaporation	33
III.6.5	vents	33
III.7	Topographique	33
III.7	situation démographique	33
III.8	Alimentation en eau potable	34
III.11	caractéristiques du site d'implantation	36

#### **CHAPITRE IV : Dimensionnement de la station**

IV.1.	Détermination des caractéristiques de point de rejet	38
IV.1.1.	système d'assainissement	38
IV.2.	Résultats d'analyse	39
IV.3.	Détermination des charges polluantes	39
IV.4.	Détermination de la capacité d'après les résultats d'analyses	40
IV. 5	Equivalant d'habitant	40
IV. 6.	Détermination des charges polluantes ainsi que leurs concentrations à partir des ratios théoriques arrêtées et la capacité	41
IV.7.	Détermination de l'équilibre nutritionnel DBO /N/P	42
IV.7.a.	Calcul du ratio DBO/N	42
IV.7.b	- Calcul du ratio DBO/ P	42
IV.8. 1	: Chambre de réception	42
IV.8.2	: Dérailleur automatique	43
IV.8.3.	Dessableur – Deshuileur Combines	44
IV.8.4.	Bassin D'aération	45
IV.8.5.	Recirculation des boues	46
IV.8.6.	zone de contact	46
IV.8.7.	Volume de la zone de contact	47
IV.8.8	Besoin en oxygène O <sub>2</sub>	47
IV.8.9	Besoin d'oxygène horaire	48
IV.8.10	Aérateurs	48

IV.8.11 dégazeur	49
IV.8.12 clarificateur ou décanteur secondaire	50
IV.8.13 épaisseur	51
IV.8.14 lit de séchage	52
IV.8.15. Bassin de chloration	53
IV.9. Station de relevage des eaux épurées	54
IV.10. Rendement de la station	55

## **Chapitre V : Aspect économique**

V.1.Introduction	57
V.2.1.Coût d'investissement	57
V.2.1.1.Coût de terrassement	57
V.2.1.2.Coût de Béton armé	58
V.2.1.3.Coût totale du génie civil	59
V.2.1.4.Coût des VRD	59
V.2.1.5.Coût des équipements électromécanique et électriques et des installations hydromécaniques	59
V.2.1.6.Coût total des investissements de la station	59
V.2.2.Coût de fonctionnement	59
V.2.2.1. coût de main d'œuvre	59
V.2.2.2. coût de l'énergie (consommation électrique)	60
V.2.2.3. coût des réactifs chimiques	60
V.2.2.4. coût de renouvellement du matériel électromécanique	60
V.2.2.6. coût de fonctionnement total	60
V.2.3.Calcul du prix du m <sup>3</sup> d'eau traitée	60
V.2.4. coût total de la station	61
Conclusion générale	62
Bibliographie	63
Annexe	64
résumé	70

## Liste des abréviations

<b>abréviations</b>	<b>Signification</b>
MES	Matières en suspension
MVS	Matières volatiles en suspension
DBO5	Demande biochimique en Oxygène
DCO	Demande chimique en Oxygène
NTK	L'azote total de KJEDAHL
T	Température
PH	Potentiel d'hydrogène
J	Jour
Ha	Hectare
$\mu$ s/cm	Microsiemens par centimètre
AEP	Alimentation en eau potable
Step	Station de pompage
OMS	Organisation mondiale de la santé

# LISTE DES FIGURES

<b>Figure(II.1) : lagunage naturel .....</b>	<b>19</b>
<b>Figure(II.2) : coupe d'un bassin de lagunage .....</b>	<b>19</b>
<b>Figure (II.3) : Lit bactérien .....</b>	<b>21</b>
<b>Figure (II.4) : disque biologique.....</b>	<b>22</b>
<b>Figure(II.5) : schéma de fonctionnement d'une station à boues activées .....</b>	<b>24</b>
<b>Figure(II.6) : Traitement à boue activée à faible charge.....</b>	<b>25</b>
<b>Figure(III.1) : base de vie IRARA vue satellitaire.....</b>	<b>27</b>
<b>Figure(III.2) : Carte géologique de la cuvette d'Ouargla.....</b>	<b>30</b>
<b>Figure (III.3) : Discrétisation des bassins hydrographiques du Sahara Algérien.....</b>	<b>32</b>
<b>Schéma III.01: caractéristique du réseau AEP (puits) de la base de vie IRARA.....</b>	<b>34</b>
<b>Schéma III.02:les deux bacs 1080 m3 alimentés par le puits H 4 de la base de vie IRARA..</b>	<b>35</b>
<b>Figure III.4 : Le site de la futur STEP.....</b>	<b>36</b>

## LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau I.01 :</b> germes pathogènes rencontrés dans les eaux usées	08
<b>Tableau I.02 :</b> le mode de traitement en fonction du rapport (DCO/DBO)	11
<b>Tableau I.03:</b> normes de rejets selon le décret N°93-160 du 10 juillet 1993	12
<b>Tableau I.04:</b> moyennes globales des résultats d'analyse physico-chimique et microbiologique	13
<b>Tableau III.1.</b> la pluviométrie de la Station de hassi messaoud cumul des moyennes mensuelles (2000-2010) (mm)	33
<b>Tableau III.2.</b> L'évaporation Station de hassi messaoud cumul des moyennes mensuelles (2000-2010) (mm)	33
<b>Tableau IV . 1. :</b> Donnée de base.	39
<b>Tableau IV. 2. :</b> résultats d'analyse des paramètres de pollution.	39
<b>Tableau IV.3. :</b> Résultats d'analyse des paramètres de pollution (05/08/2015).	40
<b>Tableau IV.4. :</b> Ratios théoriques arrêtées.	40
<b>Tableau .V.05 :</b> Résultats de calcul.	41
<b>Tableau .V.06 :</b> Charges journalières de la DBO5, azote total et le phosphore.	42
<b>Tableau .V.07:</b> Dimensions de la chambre de réception .	43
<b>Tableau .V.08:</b> Dimensions de la dégrilleur automatique.	44
<b>Tableau .V.09:</b> dimension des dessableur-déshuileur combinés.	45
<b>Tableau .V.10:</b> Caractéristique et dimension du bassin d'aération	49
<b>Tableau .V.11:</b> Caractéristique et dimension du Dégazeur	50
<b>Tableau .V.12:</b> Caractéristique et dimension du décanteur secondaire.	51
<b>Tableau .V.13:</b> Caractéristique et dimension du l'épaisseur	52
<b>Tableau .v.14:</b> caractéristique et dimension du lit de séchage	53
<b>Tableau .v.15:</b> caractéristique de station de relevage des eaux épurées	55
<b>Tableau .V.16. :</b> norme de rejet selon le décret N°93-160 du 10 juillet 1993.	55

# Introduction générale

L'activité humaine, même la plus élémentaire comme le fait de s'alimenter génère des déchets solides ou liquides, si on les laissait s'accumuler, ces déchets finiront par rendre notre cadre de vie inhabitable. C'est pour cela que depuis l'antiquité, les hommes ont mis en place, dans les villes, des systèmes d'assainissement. D'abord de simples égouts pour conduire les eaux usées et les eaux de pluies, vers la rivière.

Avec le développement de l'urbanisation et de l'industrialisation, ainsi que l'évolution des modes de consommation, les rejets d'eaux usées ont considérablement évolués en quantité et en qualité lorsque les eaux usées ne sont pas traitées, les cours d'eau sont dépassés dans leur capacité naturelle d'épuration et se retrouvent pollués.

Les eaux usées qu'elles soient industrielles ou ménagères ne devraient pas être directement rejetées dans le milieu naturel, car elles peuvent engendrer de graves problèmes environnementaux et de santé publique. Le traitement ou l'épuration des eaux usées a donc pour objectif de réduire la charge polluante qu'elles véhiculent. Par conséquent elles devraient être dirigées vers des stations d'épuration dont le rôle est de concentrer la pollution contenue dans les eaux usées sous forme d'un petit volume d'un résidu, les boues, et de rejeter une eau épurée répondant à des normes bien précises, et cela grâce à des procédés physico-chimiques ou biologiques.

Mais dans notre cas les eaux usées de la base de ville de SONATRACH IRARA sont déversées directement dans milieu naturel ; c'est ce qui nous a incité à penser à la conception d'une station d'épuration dans la base de ville, surtout sachant que l'activité principale des travailleurs de ces base de ville est domicile, car les eaux épurées seront en suite réutilisées en irrigation.

L'objectif de cette étude est de contribuer à la réalisation de la station d'épuration de la base de ville SONATRACH IRARA par boue activée cette étude centrée sur cinq chapitres Dans Le premier chapitres nous allons présenter la Nature et origine des eaux usées et dans le deuxième chapitre nous allons définir les procédés d'épuration.

Le troisième chapitre sera consacré au Dimensionnement de la station d'épuration En fin nous allons estimer le cout de l'investissement de la station.

# CHAPITRE I

## Nature et origine des eaux usées

## **Chapitre I : Nature et origine**

### **I.1. Introduction :**

Avant de procéder à l'épuration et le traitement des eaux usées et de choisir le procédé d'épuration qui convient le mieux pour cette eau, il faut d'abord connaître la nature de ces eaux et les différents types de pollution qu'elle contient.

### **I.2. Origine des eaux usées :**

Suivant l'origine des eaux polluantes ; on peut distinguer :

#### **I. 2.1. Les eaux usées domestiques :**

Elles proviennent des habitations, et sont généralement véhiculées par le réseau d'assainissement jusqu'à la station d'épuration.

Ces eaux se caractérisent par leur forte teneur en matières organiques, en sels minéraux (Azote, phosphore), en détergents et en germes fécaux.<sup>1</sup>

Les eaux usées domestiques peuvent provenir de trois origines possibles :

##### **I.2.1.1. Eaux de cuisine :**

Ce sont les eaux correspondantes à la préparation des aliments, aux vaisselles. Elles sont riches en matières grasses plus ou moins émulsionnées par les détergents.

##### **I.2.1.2. Eaux de buanderie :**

Ce sont les eaux de lavage des locaux, elles contiennent des détergents, des savons plus ou moins émulsionnés avec des graisses.

##### **I.2.1.3. Eaux de vannes :**

Ces eaux très riches en matières hydrocarbonées, en azote et en phosphore, représentent un substrat adapté aux procédés du traitement biologique, mais elles peuvent contenir des éléments pathogènes (bactéries, virus, et parasites divers).

#### **I.2.2. Les eaux usées industrielles :**

Provenant des usines, elles sont caractérisées par une grande diversité, suivant l'utilisation de l'eau. Tous les produits ou sous-produits de l'activité industrielle se retrouvent concentrés dans l'eau :

- Matières organiques et graisses (industrie agroalimentaire, équarrissage, ...)
- Sels métalliques (traitement de surface, métallurgie)
- Acides, bases, produits chimiques divers (industrie chimique, tannerie ...)
- Eau chaude (circuit de refroidissement des centrales thermiques)

---

<sup>1</sup> [https://bu.univ-ouargla.dz/master/pdf/master\\_bennana\\_mohamed.pdf?idmemoire=4137](https://bu.univ-ouargla.dz/master/pdf/master_bennana_mohamed.pdf?idmemoire=4137)

- Matières radioactives (centrales nucléaires, traitement des déchets radioactifs).

**I.2.3. Les effluents agricoles :**

Les effluents agricoles renferment diverses substances, d'origine agricole ou animale. Il s'agit de solutions d'engrais lessivées par les sols fortement fertilisés, des produits phytosanitaires ( pesticides ) et des déjections animales ( purins et lisier de bétail ).

**I.2.4. Les eaux de ruissellement :**

Ce sont essentiellement les eaux de pluie et de lavage des chaussées. Les eaux de pluie sont caractérisées par un débit fortement variable, présentant des valeurs moyennes à fortes variations saisonnières à l'intérieur desquelles la répartition des débits est aléatoire.

La pollution entraînée est maximale en début de précipitation. Elle correspond au lavage des toits et chaussées. Elle décroît ensuite fortement en cas de pluie persistante.

Les polluants sont en majorité des matières en suspension d'origine minérale, mais aussi des hydrocarbures provenant de la circulation automobile. On y trouve aussi des polluants de l'atmosphère (poussière, oxyde d'azote NOx, oxyde de soufre SOx, du plomb, etc.).

**I.3. La pollution des eaux :**

L'eau est le réceptacle de rejets d'habitations, de collectivités et d'industries. Il est donc inévitable qu'il y ait des souillées. Celles-ci s'infiltrant dans le sol où elles peuvent polluer les eaux souterraines ; ou bien s'écoulent sur le sol ou dans les égouts et sont évacuées soit dans le cours d'eau, soit directement dans la mer. Il est à considérer, de façon générale, que la pollution des eaux est une conséquence de l'homme mis à part les phénomènes naturels.

**I.3.1 Les différents types de pollution :**

Les causes de la pollution se sont étendues avec l'accroissement de la population et le développement accéléré des techniques industrielles modernes. Selon leur nature, on distingue divers types de pollution .

**I.3.1.1. La pollution chimique :**

La pollution chimique de l'eau devient de nos jours une préoccupation de la Santé publique, qui prend des formes multiples. Certaines formes de pollution chimique échappent souvent aux méthodes ordinaires de traitement de l'eau et posent par conséquent des problèmes complexes de pollution, tant au niveau des eaux de surfaces, qu'au niveau des nappes souterraines. La pollution chimique de l'eau est due essentiellement aux déversements des polluants organiques et des sels, des métaux lourds par les unités industrielles. Le plus

souvent, ces industries rejettent vers le milieu naturel plusieurs catégories de polluants, dont les plus menaçants sont les métaux lourds.

L'enrichissement des sols pour intensifier l'agriculture, par diverses catégories d'engrais et de pesticides, est également à l'origine de la pollution chimique des nappes souterraines.

Les polluants chimiques sont classés à l'heure actuelle en cinq catégories :<sup>2</sup>

- Les substances chimiques dites « indésirables » ;
  - Les pesticides et produits apparents ;
  - Les substances toxiques ;
  - Les détergents et les colorants.

#### **I.3.1.2 La pollution organique :**

Elle est engendrée par le développement des eaux usées domestiques ou des eaux résiduaires provenant des industries textiles, papeteries, industrie de bois, de raffineries et d'abattoirs. Ces matières organiques qui se présentent aussi bien en suspension ( particules solides) qu'en solution dans l'eau sont appelées à devenir des polluants lorsqu'elles sont déversées en quantités massives ou de façon répétée dans les espaces limités.

Les matières organiques peuvent être biodégradables c'est-à-dire susceptibles d'être détruites par autoépuration grâce aux micro-organismes présents dans l'eau qui se nourrissent de cette pollution, mais entraînent en contre partie une consommation importante d'oxygène dissous. D'autres matières peuvent être non biodégradables.

#### **I.3.1.3. La pollution radioactive :**

La radioactivité libérée dans l'eau peut provenir d'une radioactivité naturelle (Certaines eaux d'origine profonde), ou d'une contamination liée à des retombées atmosphériques (explosion nucléaire), des champs de rayonnements d'origine industrielle ou enfin des contaminations accidentelles de l'eau à partir des rejets des installations des centrales nucléaires.

#### **I.3.1.4. La pollution thermique :**

Ce type de pollution est causé par les rejets d'eaux chaudes provenant des systèmes de refroidissement des centrales thermiques ou nucléaires en particulier. Ces eaux chaudes

---

<sup>2</sup> Gaujous D , La pollution des milieux aquatiques. Aide mémoire. Edition technique et documentation,Lavoisier.1995

provoquent la réduction de la teneur en oxygène dissous dans l'eau et peut avoir des actions néfastes sur la faune.

**I.3.1.5. La pollution microbienne :**

C'est une pollution d'origine humaine ou animale ; elle est engendrée par les rejets urbains. Elle est dangereuse surtout s'il y'a dans l'eau des micro-organismes pathogènes ( E-coli, streptocoque fécaux...) qui peuvent être à l'origine des maladies infectieuses. Les germes pathogènes susceptibles d'être présents dans les eaux usées sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau I.01 : germes pathogènes rencontrés dans les eaux usées [1]**

Germes	Organismes	Maladies
Les bactéries pathogènes	Salmonelles Shigelles	Typhoïde Dysenterie
Entérobactéries	Colibacilles Leptospires Mycobactéries	Tuberculose
Vibrions	Vibrio coma	Choléra
Les virus	Entérovirus Réovirus Adénovirus Rotavirus	Poliomyélite, méningite Affections respiratoires Diarrés
Les parasites Les champignons	Taenia, ascaris	Lésions viscérales Eczémas, maladies de la peau

**I.3.1.6. La pollution agricole :**

Elle est causée principalement par l'utilisation irrationnelle des engrais chimiques et de pesticides.

**I.3.1.7. La pollution par les hydrocarbures :**

Les hydrocarbures sont divisés en deux groupes de substances :

- Les composés organiques volatiles ( C.O.V ) sont représentés surtout par les alcènes, le benzènes, le toluène. Ce sont des produits qui peuvent être déversés accidentellement dans le milieu naturel ( par exemple par les fissures des réservoirs de stockage, enfouis en sous sol ) .

- Les hydrocarbures aromatiques polycycliques ( H.A.P.), les hydrocarbures responsables de la pollution des eaux peuvent provenir de nombreuses sources :

Les effluents éliminés par l'industrie pétrolière, pétrochimie, les ateliers de sidérurgie, les usines à gaz, les citernes, les réservoirs et les navires pétrolières.

### **I.3.2. Les paramètres de pollution :**

#### **I.3.2.1. Les paramètres physiques :**

##### **I.3.2.1.1. La température :**

Il est indispensable de connaître la température exacte de l'eau, car c'est un facteur important dans la vie d'un cours d'eau. Un changement de température affecte les diverses propriétés de l'eau. La température joue un rôle dans la solubilité des sels et des gaz en particulier la conductivité électrique et dans les variations du PH.

La température optimale pour l'activité des micro-organismes, épurateurs est comprise entre 20°- 30°c , au-delà, la vitesse de réaction décroît rapidement et le floc bactérien se trouve rapidement épuisé en oxygène.

##### **I.3.2.1.2. L'odeur :**

L'eau d'égout fraîche a une odeur fade qui n'est pas désagréable, par contre en état de fermentation, elle dégage une odeur nauséabonde.

##### **I.3.2.1.3. La couleur :**

La couleur de l'eau d'égout d'origine domestique est normalement grisâtre ; une couleur noire indique une décomposition partielle ; les autres teintes indiquent un apport d'eau résiduaire industrielle.

##### **I.3.2.1.4. Les matières en suspension (M.E.S) :**

Théoriquement, ce sont les matières qui ne sont ni solubilisées, ni à l'état colloïdale. Les matières en suspension comportent des matières organiques et des matières minérales. Toutes les MES ne sont décantables, en particulier les colloïdes retenus par filtration. En général les M.E.S se subdivisent en matières volatiles ( M.V.S) et en matières minérales ( M.M ). Les charges en matières solides apportées par les eaux brutes par habitant et par jour peuvent être estimées, en première approximation à :

- 60 à 80 g dont environ 70% de matières volatiles ( réseau séparatif ) .
- 70 à 90 g dont environ 65% de matières volatiles sèches ( réseau unitaire ) .

##### **I.3.2.1.5. Matières minérales :**

On obtient la quantité des matières minérales par la soustraction des matières volatiles des matières en suspension. Elles représentent le résidu de la calcination et correspondent à la présence des sels, silice, poussière...

**I.3.2.1.6. Matières décantables et non décantables :**

On appelle matières décantables les matières qui sont capables de se décanter au bout de deux heures, au-delà ce sont des matières non décantables ; ces dernières restent dans le surnageant et vont être dirigées vers le traitement biologique.

**I.3.2.2. Les paramètres chimiques :****I.3.2.2.1. Le PH :**

La valeur du PH est très importante dans les procédés biologiques, le PH d'une eau représente son acidité ou son alcalinité dont le facteur le plus important est habituellement la concentration en anhydrique de carbone lié à la minéralisation totale.

Le PH des eaux usées urbaines seules est généralement près de la neutralité, entre 7 à 7,5 environ. Un PH différent est l'indice d'une pollution industrielle.

L'épuration biologique est possible pour un PH compris entre 6,5 et 8 ; au-delà de ces valeurs, l'activité biologique décroît rapidement.

**I.3.2.2.2. l'oxygène dissous :**

L'oxygène toujours présent dans l'eau, n'en est pas un élément constitutif. sa solubilité est fonction de la température, de la pression partielle dans l'atmosphère et de la salinité. L'oxygène dissous conserve ses propriétés oxydantes, soit par une réaction purement chimique, soit par des phénomènes électrochimiques d'où son importance dans le phénomène de corrosion. la teneur de l'oxygène dans l'eau dépasse rarement 10mg/l. Elle est fonction de l'origine de l'eau : les eaux superficielles contiennent des quantités relativement importantes proches de la saturation ; par contre, les eaux profondes n'en contiennent le plus souvent que quelques milligramme par litre.

**I.3.2.2.3. La demande biochimique en oxygène ( DBO5 ) :**

La demande biochimique en oxygène est la quantité d'oxygène exprimée en mg/l et consommée dans les conditions de l'essai d'incubation à 20°C et à l'obscurité, pendant 5 jours pour assurer par voie biologique l'oxydation des matières organiques biodégradables présentes dans l'eau usée. Pour être complète, l'oxydation des matières organiques biodégradables présentes dans l'eau usée. Pour être complète l'oxydation biologique demande un temps de 21 à 28 jours. On obtient alors la DBO ultime .

Par convention, la DBO ultime, trop longue à aboutir, est remplacée par la DBO5, c'est-à-dire par la quantité d'oxygène consommée après 5 jours d'incubation. La DBO5 ne représente normalement que la pollution carbonée biodégradable.

**I.3.2.2.4. La demande chimique en oxygène ( DCO ) :**

La DCO représente la quantité d'oxygène nécessaire pour la dégradation chimiquement de toute matière contenue dans les eaux qu'elle soit biodégradable ou non.

L'oxydation est rendue maximale en utilisant un oxydant qui est très fort, c'est le  $K_2Cr_2O_7$  et en présence d'un catalyseur (  $AgSO_4$  ). Ce test est particulièrement important pour apprécier le fonctionnement d'une station d'épuration. Il permet l'oxydation de 95% environ des matières organiques.

**➤ La notion de biodégradabilité :**

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

La biodégradabilité est exprimée par le rapport : DCO / DBO

Ce rapport est proche de 1,5 pour les eaux de vanne ; toute élévation de ce rapport indique qu'il y'a présence d'une pollution industrielle.

Ce rapport renseigne aussi sur le mode de traitement à suivre comme s'est indiqué dans le tableau suivant :

**Tableau I.02 : le mode de traitement en fonction du rapport (DCO/DBO) [2]**

Rapport : DCO/DBO	Mode de traitement
$1 < DCO/DBO < 2$	Traitement biologique
$2 < DCO / DBO < 3$	Traitement biologique avec adaptation De la couche microbienne
$DCO / DBO > 3$	Traitement physico-chimique

**I.3.2.2.5. Les nutriments :****➤ Le phosphore :**

Le phosphore se trouve dans l'eau sous deux formes :

- la forme minérale : orthophosphate, polyphosphate )
- la forme organique : dissoute et particulaire

L'origine du phosphore peut être urbaine, industrielle ou agricole. Les apports les plus importants sont ceux de la population

➤ **L'azote :**

Il peut être d'origine :

- anthropique : rejets urbains et industriels.
- Naturelle : atmosphérique

Dans les eaux domestiques la concentration globale en azote total (NTK) est de l'ordre de 15 à 20% de la DBO<sub>5</sub>.

**I.3.2.3. paramètres microbiologiques :**

Les eaux usées contiennent aussi des contaminants microbiologiques ( bactéries, virus pathogènes et parasites ).

Le rejet des eaux usées des milieux de baignade ou de zones d'élevage de coquillage fait courir un risque pour la santé publique.

L'eau est un milieu privilégié de la transmission de maladies hydrique qui se fait par une simple injection d'eau infectée et qui peut se propager très rapidement dans les pays qui ne disposent pas de bonnes conditions d'hygiène.

**I.4. Les normes de rejet :**

Conformément aux recommandations de l'organisation mondiale de la santé ( O.M.S ), les normes de rejets des eaux usées en Algérie sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau I.03: normes de rejets selon le décret N°93-160 du 10 juillet 1993.**

<b>Paramètres</b>	<b>normes</b>
Température (°C)	30
PH	5,5- 8,5
O <sub>2</sub> (mg/l)	5
DBO <sub>5</sub> (mg/l)	30- 40
DCO (mg/l)	90 - 120
MES (mg/l)	30
Zinc (mg/l)	2
Chrome (mg/l)	0,1
Azote total (mg/l)	50
Phosphates (mg/l)	2
Hydrocarbures (mg/l)	10
Détergents (mg/l)	1
Huiles et graisses (mg/l)	20

**I.5. Résultats d'analyse :**

Les résultats d'analyse obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau I.04: moyennes globales des résultats d'analyse physico-chimique et microbiologique.**

Paramètres	Résultat d'analyse
Température (°C)	32.7
PH	7.2
Turbidité (NTU)	87
Conductivité (mS/Cm)	6633
O <sub>2</sub> (mg/l)	5
DBO <sub>5</sub> (mg/l)	255
DCO (mg/l)	552.5
MES (mg/l)	277
Zinc (mg/l)	2
Chrome (mg/l)	0,1
Azote total (mg/l)	50
Phosphates (mg/l)	2
Hydrocarbures (mg/l)	10
Détergents (mg/l)	1
Huiles et graisses (mg/l)	20

# CHAPITRE II

## Les techniques d'épuration des eaux usées

**CHAPITRE II : Les procédés d'épuration****II.1. Introduction :**

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

**II.2. relevage :**

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

**II.3. prétraitements :**

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

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

**II.3.1. dégrillage :**

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

**II.3.2. déssablage :**

Réalisé par décantation, le déssablage vise à éliminer les sables et les graviers. L'écoulement de l'eau à une vitesse réduite dans un bassin appelé « déssableur » entraîne leur dépôt au fond de l'ouvrage. Ces particules sont ensuite aspirées par une pompe. Les sables récupérés sont essorés, puis lavés avant d'être envoyés en décharge, soit réutilisés, selon la qualité de lavage.

**II.3.3. dégraissage-déshuilage :**

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

Souvent ces opérations sont combinées dans un même ouvrage où la réduction de vitesse dépose les sables et laisse flotter les graisses ;enlève ainsi de l'eau les éléments grossiers et les sables de dimension supérieur à 200 microns ainsi que 80 à 90% des graisses et matières flottantes ( soit 30 à 40% des graisses totales ).

#### **II.4. traitements primaires :**

Après les prétraitements, il reste dans l'eau une charge polluante dissoute et des matières en suspension. Les traitements primaires ne portent que sur les matières décantables ( décantation primaire ).Ils reposent essentiellement sur le principe de la séparation des constituants solides de la phase liquide par le processus de décantation et de sédimentation.

#### **II.5. traitements secondaires :**

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

##### **II.5.1 traitements physico-chimique :**

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

- **coagulation :**

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

- **floculation :**

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

- **décantation :**

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

**▪ filtration :**

La filtration est un procédé physique destiné à clarifier un liquide qui contient des matières solides en suspension en le faisant passer à travers un milieu poreux. Les solides en suspension ainsi retenus par le milieu poreux s'y accumulent, il faut donc nettoyer ce milieu de façon continue ou de façon intermittente.[3]

**➤ Avantages:**

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

**➤ 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.

**II.5.2. traitements biologiques :**

Les traitements biologiques reproduisent, artificiellement ou non, les phénomènes d'autoépurations existants dans la nature. L'autoépuration regroupe l'ensemble des processus par les quelles un milieu aquatique parvient à retrouver sa qualité d'origine après une pollution.

L'épuration biologique des eaux usées biodégradables s'effectue par voie aérobie ou anaérobie. Du fait du caractère exothermique ou métabolisme aérobie, le processus est plus rapide et complet, avec, comme avec contrepartie la production d'une masse cellulaire plus importante.

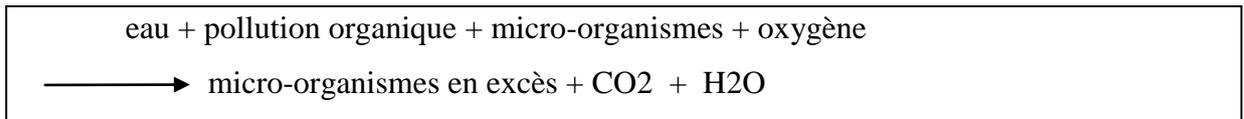
**➤ processus d'épuration biologique :**

Le traitement s'effectue dans des réacteurs où l'on met en contact des micro-organismes épurateurs et l'eau à épurer.

quel que soit le réacteur, il est alimenté d'une manière continue ou semi continue, les micro-organismes sont nourris par les matières organiques et transforment les polluants par le processus suivant :

- par adsorption ou absorption des matières polluantes sur le floc bactérien ;
- par conversion des matières cellulaires : croissance des micro animaux associés .
- par oxydation en CO<sub>2</sub> et H<sub>2</sub>O qui produit l'énergie nécessaire au fonctionnement et à la production de nouveaux matériaux cellulaires.

Le bilan global de la métabolisation de la matière organique est le suivant :



➤ **différents procédés d'épuration biologique :**

Parmi les traitements biologiques, on distingue des procédés extensifs et intensifs.

**II.5.2.1. procédés biologiques extensifs:**

Les solutions extensives correspondent à des procédés d'épuration dans lesquels la concentration du réacteur biologique en organismes épurateurs est faible. Le système ne comporte pas de recyclage de liqueur bactérienne.

**II.5.2.1.1. épandage :**

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

➤ **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.

**II.5.2.1.2. lagunage :**

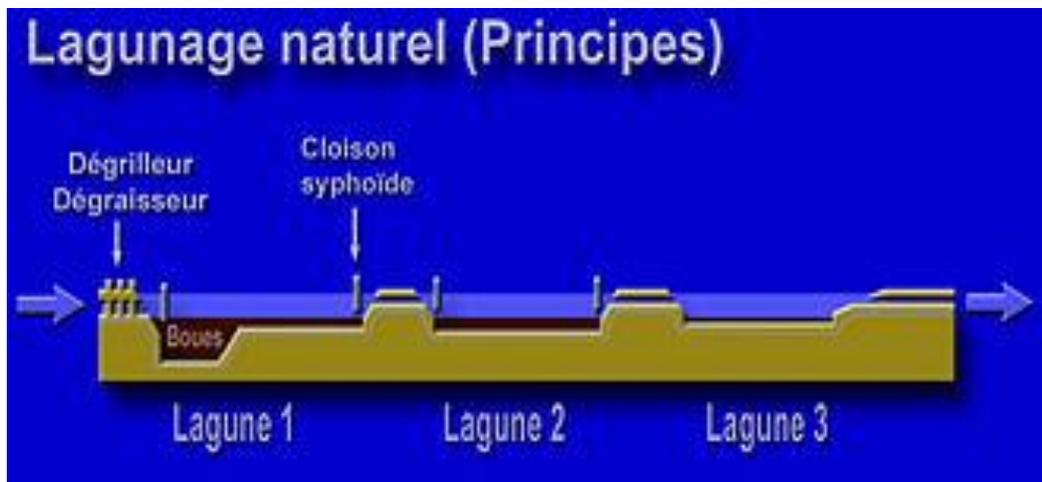
Ce sont des procédés utilisant de grandes surfaces ( lagunes ) s'appuyant sur les propriétés épuratrices d'un plan d'eau peu profond. On a deux types de lagunage :

### a. lagunage naturel :

Ce mode a pour principe d'utiliser la végétation aquatique comme agent épurateur des eaux polluées.

L'épuration des effluents est réalisée essentiellement par des bactéries aérobies dont l'oxygénation est assurée par l'action chlorophyllienne de végétaux qui participent aussi à la synthèse directe de la matière organique :

- Les microphytes ou algues microscopiques. Ce sont essentiellement des algues bleues ou vertes difficilement séparables ;
- Les macrophytes ou végétaux macroscopiques qui comprennent des formes libres (Exemple : lentilles d'eau) ou fixées (exemple : roseaux).



Figure(II.1) : lagunage naturel



Figure(II.2) : coupe d'un bassin de lagunage.

#### ➤ Avantages :

- généralement pour des petites stations de taille inférieure à 2000 EH ;
- bien adapté au réseau unitaire (charge hydraulique - dilution) ;
- faibles coûts d'exploitation ;

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

➤ **Inconvénients :**

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

**b. lagunage aéré :**

L'apport d'oxygène est essentiellement assuré de façon artificielle : aérateurs mécanique flottants ou fixes, insufflation d'air.

**c. lagunage anaérobie :**

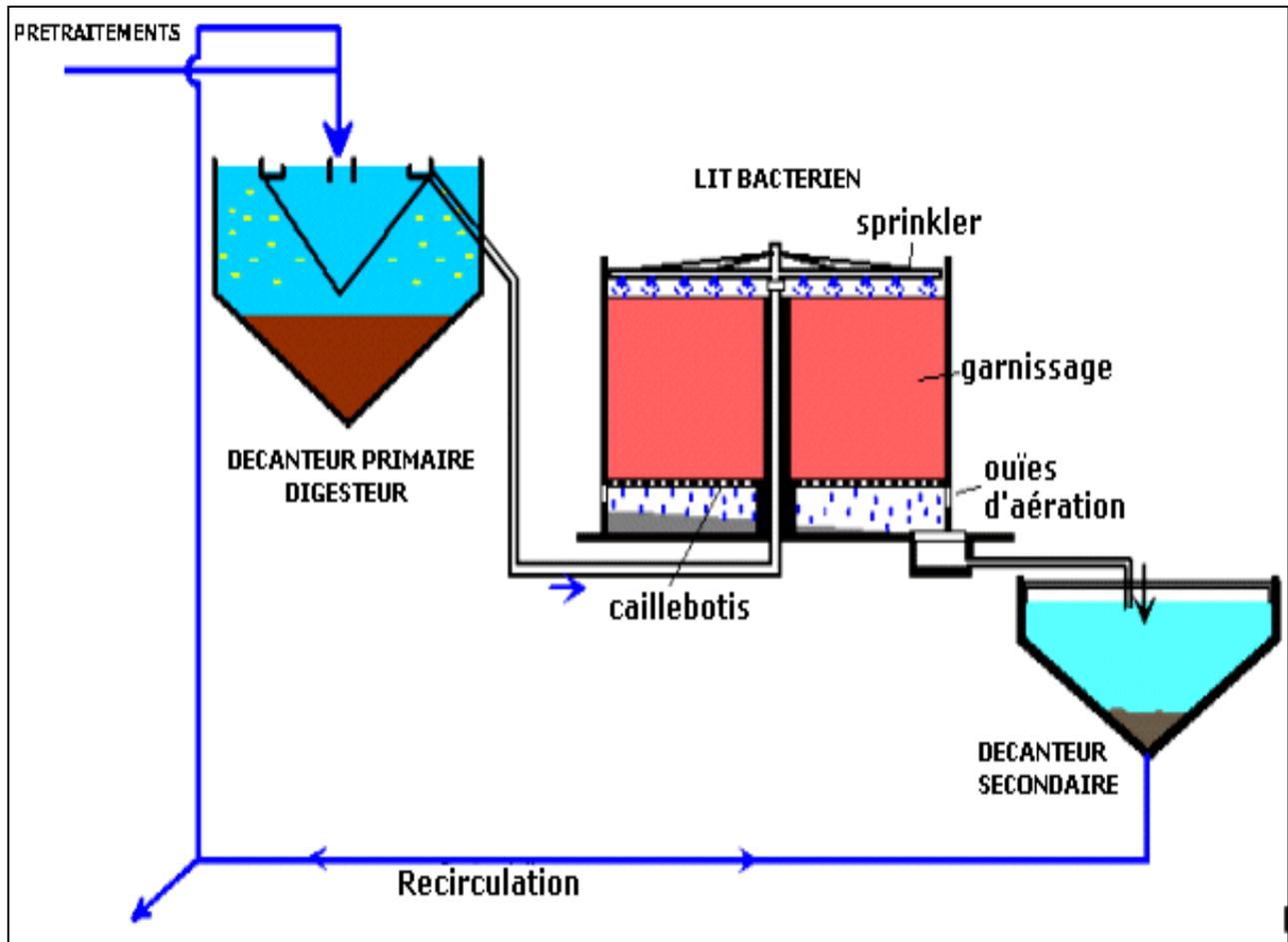
Dans ces algues, le rendement d'épuration dépend essentiellement du développement d'une fermentation méthanique. Il n'est, de ce fait, applicable que sur des effluents à forte concentration, et le plus souvent, à titre de prétraitement avant un deuxième stade d'épuration de type aérobie.

**II.5.2.2. procédés intensifs :**

**a. lit bactérien :**

Ce traitement est basé sur le principe d'infiltration à travers le sol. Un lit bactérien se présente comme une colonne circulaire pouvant atteindre 4 à 5 mètres de hauteur dans laquelle se trouve un matériau poreux.

Les eaux à traiter ruissellent à la surface de la pellicule biologique qui prolifère sur le support, celle-ci renferme une forte concentration de bactéries et de champignons. Ces organismes absorbent et métabolisent la matière organique de l'effluent. [4]



**Figure (II.3) : Lit bactérien**

➤ **Avantages :**

Un bon rendement est atteint avec un choix convenable du matériau et des dimensions des pores (augmentation de la surface spécifique). Les lits bactériens sont aussi performants dans le cas d'effluents urbains ou dans le cas de certaines industries spécifiques (parfumeries, agro-alimentaires), l'exploitation d'une station à lits bactériens reste très simple et il n'y a pas de gestion de stock de boues.

➤ **Inconvénients :**

Les traitements préalables doivent être performants, faute de quoi, un encrassement progressif apparaît qui contraint à vider, laver et remettre en place le matériau du lit.

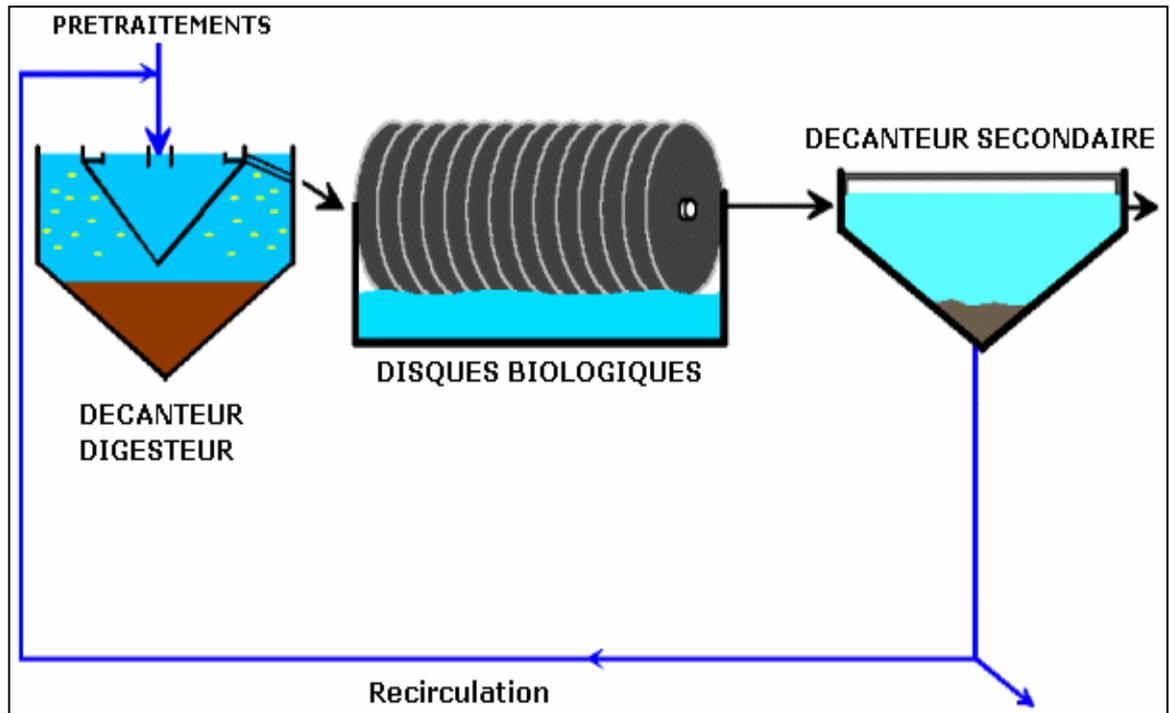
On enregistre de plus de fréquentes odeurs liées au changement de saisons. [5]

**b. disque biologique :**

Dans le procédé à biodisque, le support est constitué par des disques parallèles régulièrement espacés sur un axe horizontal, tournant à faible vitesse et immergés sur la moitié de leur hauteur. Ce mouvement induit une oxygénation de la culture pendant la période d'immersion. Les performances de ce procédé sont liées à :

- La profondeur d'immersion des disques (généralement deux mètres) ;

- La vitesse de rotation de l'arbre qui doit être optimale pour permettre une aération et une fixation des bactéries convenable ;
- La température qui doit être comprise entre 15 et 29 °C.



**Figure (II.4) : disque biologique**

➤ **Avantages :**

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

➤ **Inconvénients :**

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

**II.5.3. traitement tertiaire:**

En général, les techniques d'épuration, même les plus sévères, laissent passer dans l'eau épurée des matières organiques difficilement biodégradables et échappent à la meilleure décantation. Ainsi même après un traitement secondaire l'eau véhicule presque toujours des micro-organismes et des micropolluants. Si une éventuelle réutilisation de cette eau est envisagée, il convient par conséquent d'utiliser des procédés d'élimination de cette pollution résiduelle. On parlera donc de correction chimiques ce qui permettra de donner à l'eau une qualité meilleure pour sa réutilisation. La principale méthode utilisée est la désinfection par le

chllore, qui doit être appliquée avec des doses très fortes et des temps de contact longs. Mais il convient de signaler suite à cette opération, des toxiques pour la vie aquatique. Peuvent être formés, il faut donc procéder à une opération de déchloration avant le rejet.

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

Le coût excessif du traitement tertiaire explique pourquoi dans la majorité des stations d'épuration ce type de traitement est inexistant. Ce coût ne se représente pas seulement le prix des réactifs ou des équipements mais aussi celui d'un personnel hautement qualifié. [6]

#### **II.5.4 Epuration biologique par boues activées :**

- **Définition :**

L'épuration par les boues activées est un procédé dont l'objectif est de reproduire, à l'échelle industrielle, les mécanismes du pouvoir auto épurateur des eaux naturelles de surface (lacs, rivière, ...etc.)

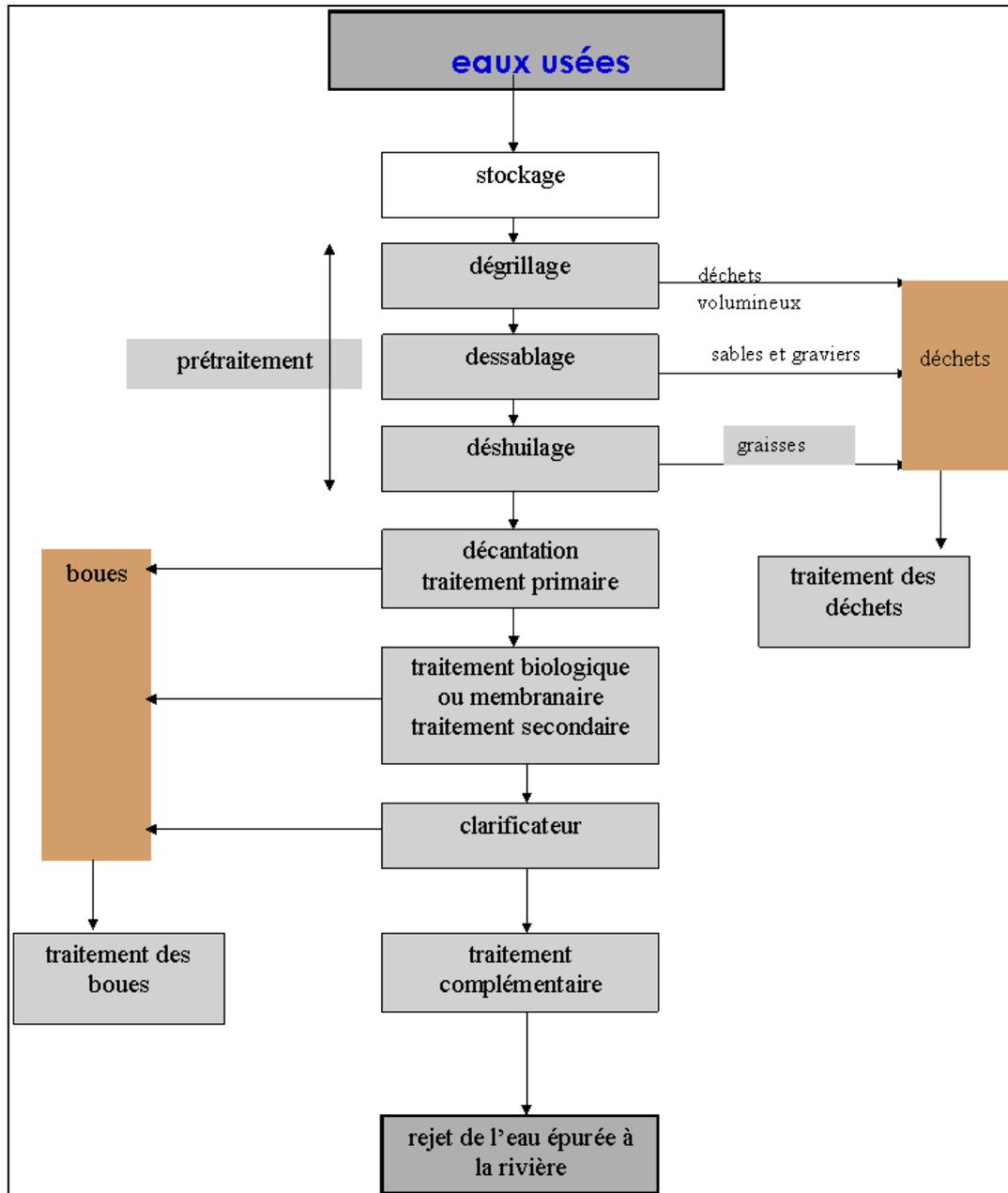
Cette appellation de boues activées trouve son origine dans l'observation lors d'une aération suffisante des eaux, de dépollution.

- **Principe :**

Ce traitement a pour but d'éliminer les matières organiques biodégradables (solides, colloïdales ou dissoutes) contenues dans une eau usée par l'action de micro-organismes, essentiellement des bactéries, en présence d'oxygène dissous.

De plus, il peut (dans la mesure où il est conçu pour cela) transformer l'azote organique et ammoniacal en nitrates (nitrification). Ce procédé consiste à alimenter un bassin brassé et aéré (un bassin d'aération appelé généralement un bassin de décantation) avec l'eau à épurer (effluent préalablement prétraité et décanté). L'aération peut être assurée en surface par des turbines, ou par le fond par des procédés de rampe de distribution de bulles d'air. Une culture bactérienne, dispersée sous forme de flocons (boues activées) se développe et forme avec l'eau usée une liqueur mixte. Après un temps de contact suffisant, permettant la fixation et l'assimilation de la matière organique, cette liqueur mixte est envoyée dans un clarificateur (ou décanteur secondaire) où s'effectue la séparation de l'eau épurée et des boues. Les boues décantées sont réintroduites en partie dans le bassin d'aération (recirculation des boues) pour maintenir un équilibre constant entre la quantité

de pollution à traiter et la masse de bactéries épuratrice .les boues sont évacuées du système vers le traitement des boues (extraction des boues en excès ) .



Figure(II.5) : schéma de fonctionnement d'une station à boues activées

**Charge d'une installation :**

On définit la charge massique comme étant le rapport de la pollution entrante par unité de masse de population bactérienne chargée de son élimination, la masse bactérienne étant évaluée par le poids de MVS.

$$C_m = \text{DBO5 (entrée (kg/j))} / \text{kg MVS dans l'aérateur.}$$

On distingue les systèmes [10] :

- à oxydation totale (aération prolongée)..... $0,05 < C_m < 0,1$
- à faible charge (kgDBO5/kg boues .j)..... $0,1 < C_m < 0,2$
- à moyenne charge (kgDBO5/kg boues .j).....  $0,2 < C_m < 0,5$
- à forte charge (kgDBO5/kg boues .j).....  $0,5 < C_m < 1$
- à très forte charge (kgDBO5/kg boues .j).....  $1 < C_m < 5$

Ces limites sont évidemment approximatives et variable avec les auteurs.

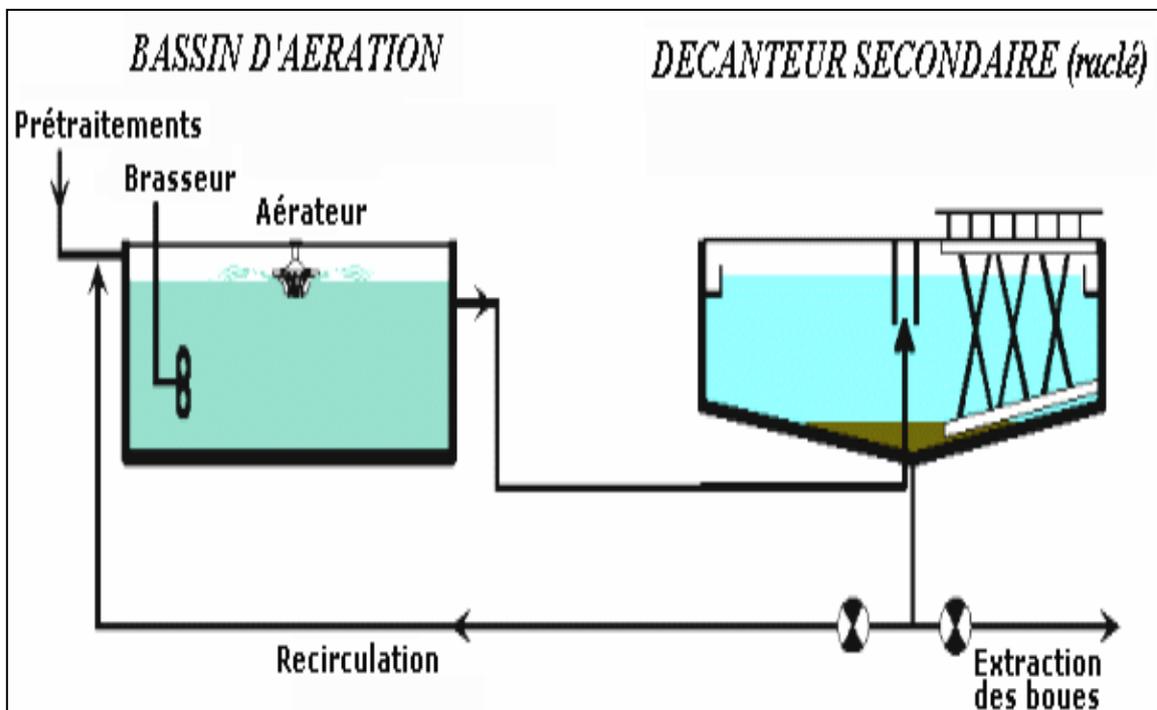
La charge volumique est intéressante pour le dimensionnement rapide des bassins d'aération, elle n'a aucune signification biologique. [6]

▪ **Avantage :**

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

▪ **Inconvénients :**

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



Figure(II.6) : Traitement à boue activée à faible charge.

# CHAPITRE III

## présentation de la ville

### Chapitre III : présentation de la base de vie IRARA

#### III.1.Introduction :

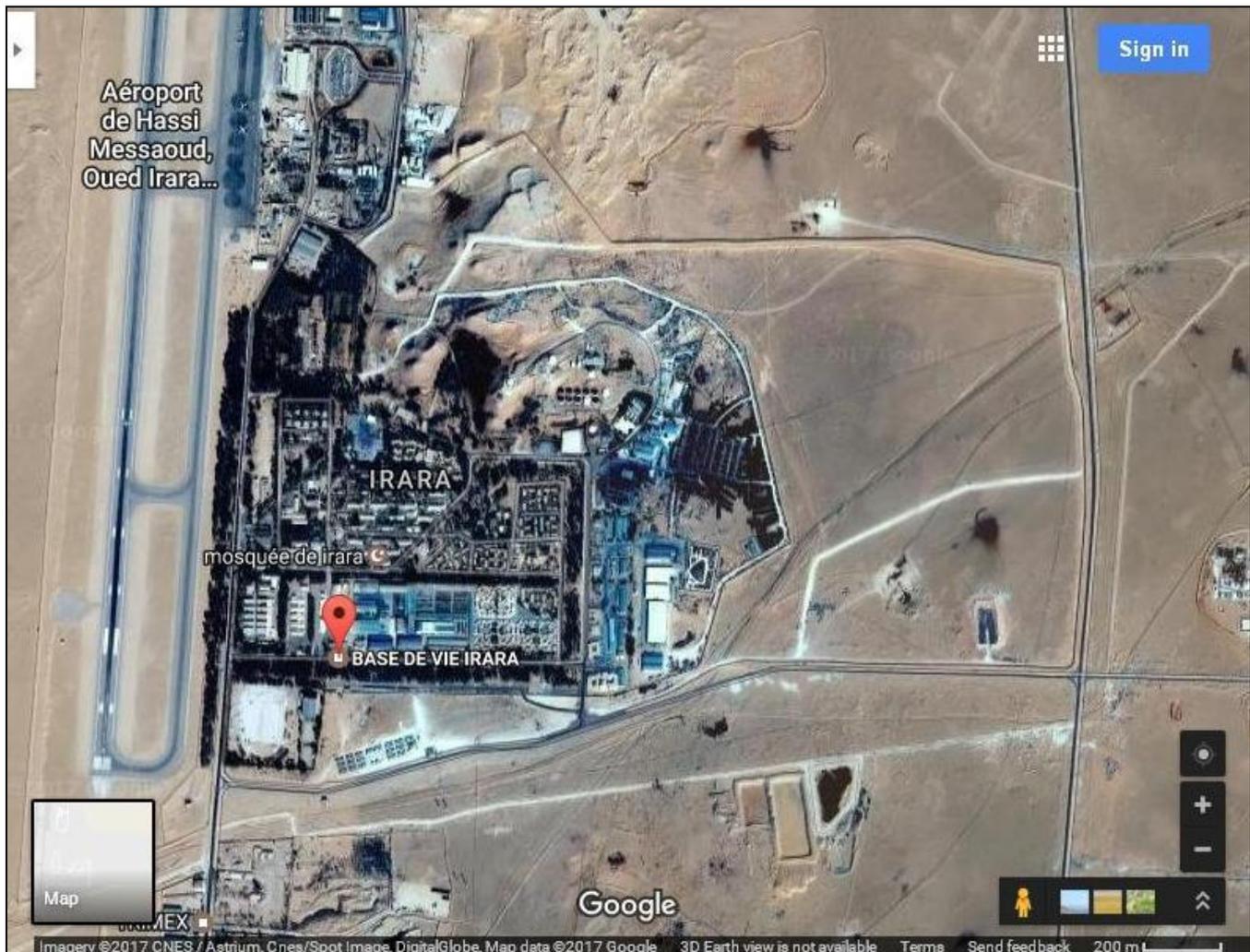
Avant toute élaboration d'un projet la collecte des données concernant le site est la première chose à faire. Pour mieux gérer le projet. Ces dernières sont présentées comme suit :

#### III.2. Situation géographique du site :

Le périmètre de la présente étude « ville de Hassi Messaoud » fait partie du territoire de la wilaya d'Ouargla, situé à 82 km au Sud –Est du chef lieu de la wilaya, limitée à l'Est par la commune de El borma, au Nord par les communes de Taibet et El Hadjira , au Sud par la Wilaya de Tamanrasset et la commune de Bordj Omar Idriss et au Ouest par les communes de Hassi ben Abdellah , Ain Beida et Rouissat .

**La Base de vie oued IRARA** situé à côté de l'aéroport KRIM BELKACEM Hassi Messouad 10 km au sud-est de la ville de Hassi Messaoud dans la province de Ouargla.

La base de vie c'est une filiale de SONATRACH département de production.



Figure(III.1) : base de vie IRARA vue satellitaire.

**III.3.Géologie**

La structure géologique du Sahara Algérien appartient au vieux socle africain ce socle de roches précambriennes a été nivelé au cours des millénaires, et la mer recouvrait une grande partie du Sahara dès la fin du précambrien, au secondaire et encore au tertiaire. Ces transgressions marines expliquent en partie l'aspect du Sahara; le socle cristallin n'affleure que dans les massifs montagneux comme le Hoggar ou l'Atakor, la mer ayant déposé sur presque tout le socle un lourd manteau de sédiments: schistes et grès du primaire, calcaires, grès et argiles au secondaire, sédiments néogènes dans le Nord, arrachés à l'Atlas au tertiaire. Conséquences de cette formation, trois types de paysage dominant :

Les Hamadas : Plateaux de dalles rocheuses ;

Les Regs : Grands étendus de graviers et de cailloux ;

Les Ergs : Immenses étendues de dunes de sables.

La structure géologique de la zone d'étude est constituée des formations suivantes :

**A) Le Cénozoïque :**

A.1 –Eocène : représenté par des dolomies à nummulites avec la présence de rognons silteux d'une épaisseur de 120m.

A.2 –Moi-pliocène : formation essentiellement sableuse d'origine continentale, d'une épaisseur de 239m .

**B ) Le Mésozoïque :****B.1. Le Trias :**

D' une épaisseur moyenne de 325 m , il est transgressif et repose directement en discordance sur le cambrien au centre de la structure et sur et sur l'ordovicien dans les zone périphérique .On distingue tris ensembles :

1- Trias argileux ( argiles brun, rouge et intercalation de bancs de sel, d'une épaisseur de 113m)

2- Trias argilo-gréseux( grés fins à moyens à ciment argileux , d'une épaisseur de 35m)

3- Trias salifère :sels massif ( Halite et intercalation d'anhydrites , d'une épaisseur de 350m)

Ce dernière est subdivisé en trois termes :

T.S.3 : sels massif , d'une épaisseur de 200m.

T.S.2 : sels avec des niveaux d'anhydrites et d'argiles gypsifères.

T.S.1 : sels massif avec passées d'anhydrite et intercalation d'argile dolomitique , d'une épaisseur de 46 m)

**B.2 . le jurassique**

1-Le Lias : Epaisseur de 300 m en moyenne , il se compose de cinq terme :

L.D.3 : Marnes à passées dolomitiques de couleur gris à gris verdâtre .

- L.S.2 : Sels massif , et parfois des intercalations argilo-salifères de couleur brun rouge.
- L.D.2 :Ce niveau est composé de dolomies massives grisâtre à grains fins , et quelques passées marneuses.
  - L.S.1 : Banc de sels et d'argile, accompagnés par des passées d'anhydrite blanche.
  - L.D.1 : Dolomie et anhydrite avec parfois des passées argileuses.

**Le dogger :**

Epaisseur moyenne 310 m il subdivise en deux niveaux :

1-Lagunaire : le plus épais (210 m) composé d'anhydrite et de dolomie avec quelque niveaux argileux.

2-argileux :constitué surtout d'argiles silteuses avec de rares niveaux gréseux.

**Le malm :**

D'une épaisseur moyenne de 226 m , il est constitué de dépôts marneux et argileux avec quelque intercalations calcaires et d'anhydrites.

**B .3. Le crétacé****Néocomien**

Ce sont des bancs gréseux .En allant vers le sommet ,on rencontre quelques intercalations de calcaires et de dolomies , d'une épaisseur de 182 m.

**Barrémien**

Ce sont des grés fins , avec la présence d'intercalations de niveau argileux et grés dolomitiques , d'une épaisseur de 276 m

**Aptien**

C'est une couche considérée comme nappe aquifère d'eau douce ; ces eaux sont emmagasinées dans des grés et des sables fins, d'une épaisseur de 362 m

**Cénomaniien**

C'est un ensemble d'alternances de marne, calcaire, dolomie et d'anhydrite d'épaisseur de 147 m .

**Turonien**

Composé de plusieurs carbonates : calcaire, craie , dolomies et de quelques niveaux argileux ; ces formations contiennent des eaux salées , d'une épaisseur de 112 m .

Sénonien : à une épaisseur de 457 m , subdivisé en deux formations :

1-Lagunaire : ce sont des sels massifs surmontés par des niveaux marneux , dolomitiques et d'anhydrites , d'une épaisseur de 350 m.

2-Argileux : présente des bancs cabanâtes avec quelques passées d'anhydrites, d'une épaisseur

**C ) Le paléozoïque**

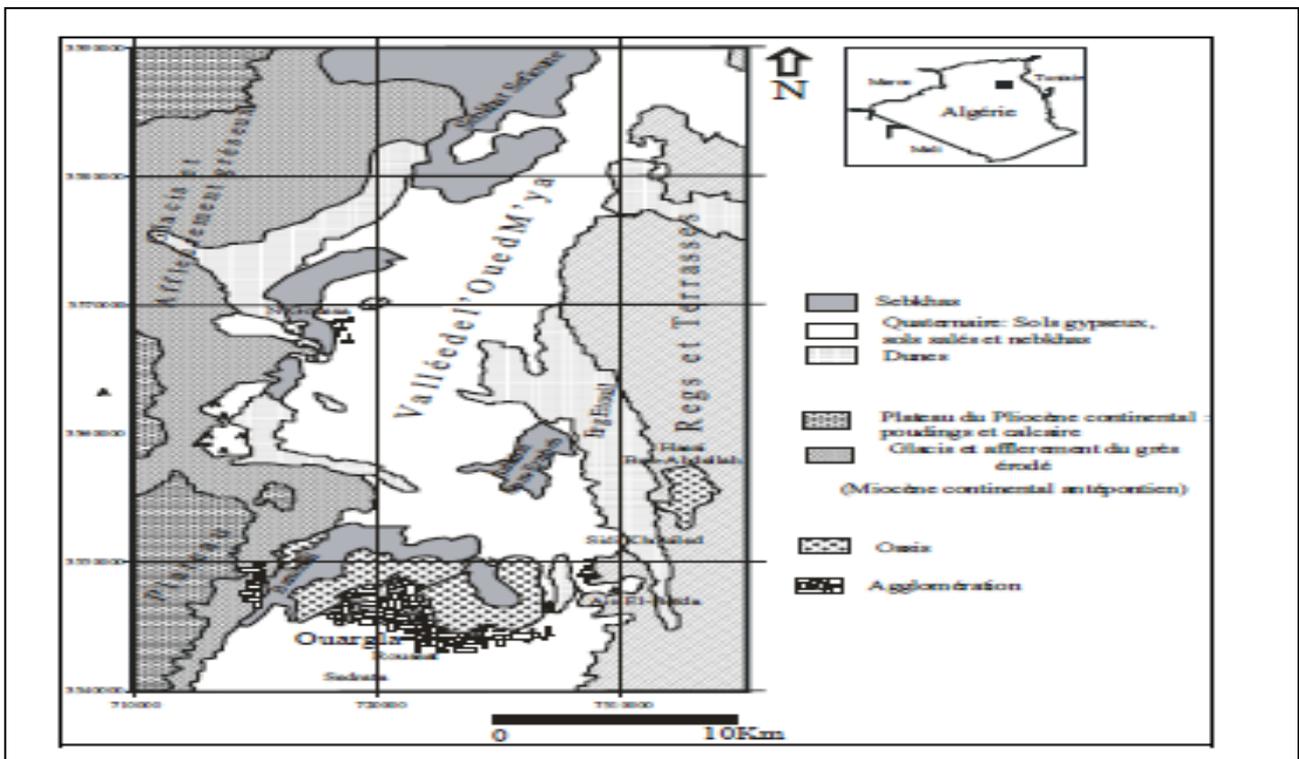
Les termes post-cambriens sont absents dans la partie centrale de la structure.

Les formations Ordoviciennes ne sont présentes que sur la périphérie du champ ou celles –ci ont subi une érosion différentielle .

**C .1.Le cambrien**

Il est représenté par des niveaux gréseux hétérogènes fins à grossiers recoupés par des passées argilo-silteuses .Ces matériaux dits grés de messaoud.

Ont été subdivisés en quatre lithozones :



**Figure(III.2) : Carte géologique de la cuvette d’Ouargla [14]**

**III.4. Hydrogéologie**

La région de Hassi Messaoud, fait partie du grand bassin sédimentaire du Sahara septentrional. Ce bassin renferme deux grands ensembles hydrauliques (parmi les grands de la planète) le Complexe Terminal et le Continental Intercalaires ; avec des énormes volumes d’eau fossiles.

**III.4.1. la nappe du Continental Intercalaire**

Le Continental intercalaire (CI) constitue le réservoir profond du Sahara septentrional . Il s'étend sur plus de 600 000 Km<sup>2</sup> sur les seuls territoires algérien et tunisien . Les eaux sont relativement douces comparativement avec celle de CT , (0,3 g/l la région d'El-Menia et 2,5 g/l la région de Ouargla )

**III.4.2. la nappe du Complexe Terminal (CT)**

Ce complexe occupe une superficie de l'ordre de 350000 Km<sup>2</sup> , leur profondeur varie entre 100 et 400 m . l'exutoire naturel de cette nappe est la zone des chotts en Algérie le chott Merouane et Melghir et en Tunisie chott El Jerid et chott El Ghera La composition chimique de cette nappe est bonne sur les bordures est relativement élevée dans le centre du bassin (dépassé 3 g/l dans la région de Touggourt et Ouargla ) .

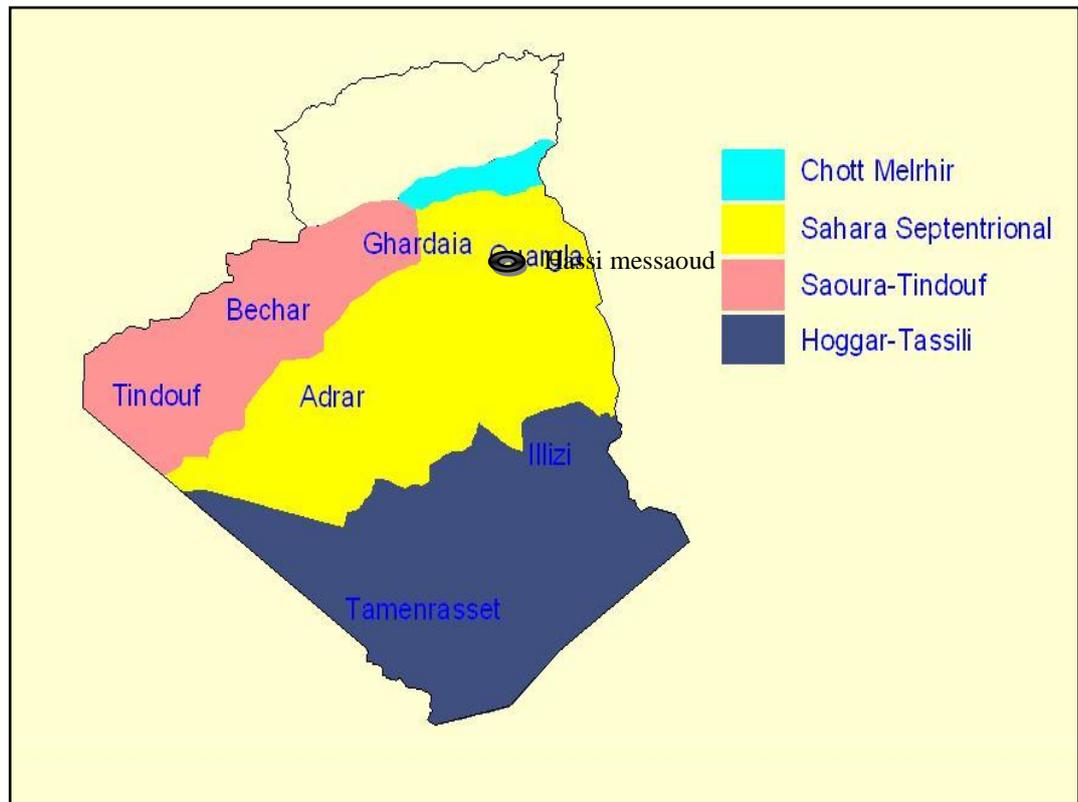
**III.4.3. la nappe phréatique**

Essentiellement constituée de sables très perméables , elle est libre , sa profondeur a tendance à diminuer du Sud vers Nord , varie entre 50 cm et 1 m plus rarement jusqu'à 1.50 m , (de 1.34 m au niveau de Kardeche à 0.70 m à El-Harhira) . Les variations de la profondeur de la nappe phréatique sont liées à la fréquence de l'irrigation et aux phénomènes d'évacuation.

**III.5. Hydrographie**

Le bassin hydrographique du Sahara couvre une superficie de 2 018 054 km<sup>2</sup> et comporte une population de 3,5 millions habitants regroupés dans 264 communes.

Le bassin hydrographique se subdivise en quatre sous bassins qui sont : Chott Melrhir, le Sahara septentrional, la Saoura-Tindouf et le Hoggar-Tassili.



**Figure (III. 3) : Discretisation des bassins hydrographiques du Sahara Algérien<sup>1</sup>**

La zone d'étude se trouve dans le bassin hydrographique du Sahara septentrional. Ce dernier se caractérise par deux importants aquifères au sein de la nappe du Continental Intercalaire. La rareté des pluies a fait que les ressources hydriques exploitables sont d'origines souterraine.

### **III.6.Situation climatique :**

#### **III.6.1 le climat:**

Le climat de Hassi Messaoud est de type désertique continental.

Le site est caractérisé par un climat chaud et sèche pendant la saison de l'été durant les mois MAI à Septembre.

#### **III.6.2 la température:**

D'après les bulletins de l'ONM le mois le plus chaud est le mois de Juillet, température moyenne de 34.13 °C. le maximum absolu est de 45.80 °C le mois le plus froid est le mois de Janvier avec une température moyenne de 10.95 °C le minimum absolu est de - 0.50 °C .

<sup>1</sup> Source : Agence des bassins hydrographiques du Sahara (A.B.H.S)

la température des sols à 30 cm de profondeur , on remarque selon la même source , la température moyenne mensuelle du mois le plus chaud (Aout) 36.33 C° , le mois le plus froid (Janvier) 13.67 °C .

### **III.6.3 LA PLUVIOMÉTRIE:**

les précipitations (cumul des moyenne mensuelles) en janvier attient 9.70 mm , juillet et aout sont nulles .

la pluviométrie moyenne de 45 mm par an

**Tableau III.1. la pluviométrie de la Station de hassi messaoud cumul des moyennes mensuelles (2000-2010) (mm)**

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jui	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Dec
P(mm)	9.7	4.82	7.47	3.82	2.62	0.31	0.00	0.00	1.16	4.45	5.3	5.48

### **III.6.4 L'EVAPORATION :**

Après les bulletins de l'ONM les évaporations des cumuls des moyenne mensuelles, l'évaporation maximal est enregistrée au mois de Juillet qui attient 518 mm , par contre l'évaporation minimal est enregistrée au mois de Décembre qui attient 115 mm .

L'évaporation moyenne mensuelle est de 304 mm.

L'évaporation annuelle est de 3650 mm.

**Tableau III.2. L'évaporation de la Station de hassi messaoud cumul des moyennes mensuelles (2000-2010) (mm)**

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jui	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Dec
EV(mm)	123	173	246	314	405	496	518	469	374	258	159	115

### **III.6.5 LES VENTS:**

Les vents fréquents sont ceux du nord et nord-est.

### **III.7 La topographique :**

La zone d'étude se caractérisé par une surface plate no accidenté.

### **III.7.situation démographique :**

Les données recueillies auprès de la base de vie :

- Nombre de résidents au niveau de la base de vie : 1000 employés.
- Capacité des studios : 645
- Nombre de résidents des studios : 450
- Capacité des chalets : 451
- Résidents –chalets : 400

➤ Nombre de studio projetés : 200

Pour le volume d'eau usée, nous prenons comme population existant de la base la capacité des studios et des chalets, soit :

645+451 =1096 arrondie à 1100 employés actuellement.

Population à long terme environ 30 ans (y compris les 200 studios) :

645+451=1296.

**III.8. Alimentation en eau potable :**

Au niveau de cette base, il y a plusieurs puits (dénommé H2, H3, H4, H6, H7 et puits albien) qui alimentent le réseau d'AEP, le réseau d'irrigation, les bacs de refroidissement ....etc.

H2 : alimente les 20 citernes de 27 m3 +AEP de l'ancienne base.

H4 : alimente en eau potable via les deux (02) bacs 1080m3 A et B (nouvelle base).

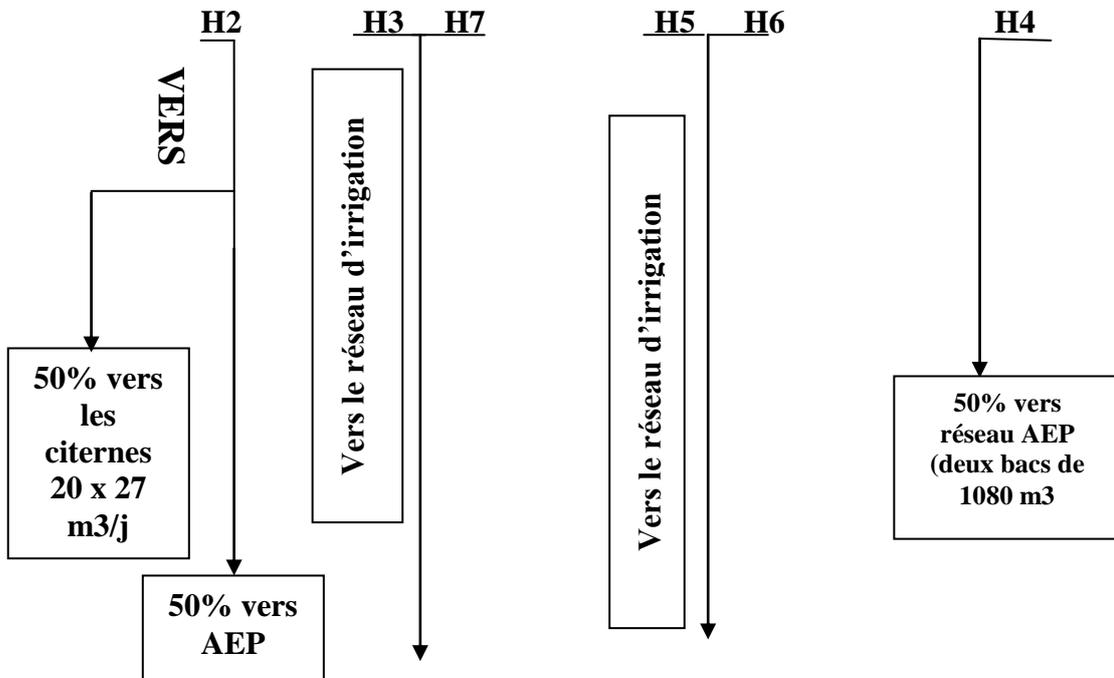
H3 – H7 : aliment directement le réseau d'irrigation.

H5-H6 : aliment les bacs d'irrigation.

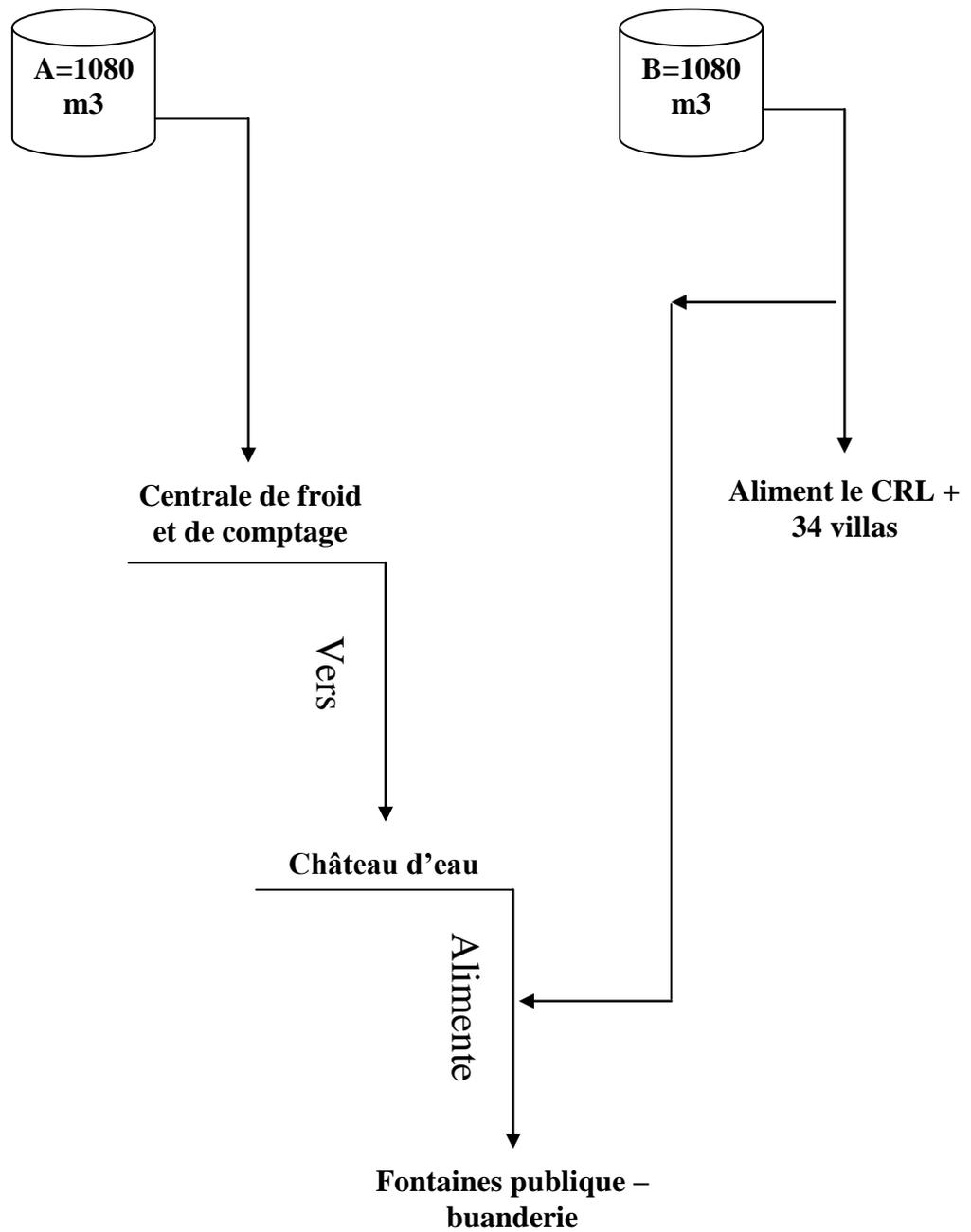
Chaque puits aliment la base avec un débit de 100 à 150 m3/hr à partir d'une profondeur de 340 m et sous une température de 23 C°.

**Puits albien :**

Le débit est de 300 m3/hr avec une pression de 14 bars à T°=50 à 60 C° ; il alimente les bacs de refroidissement par déminéralisation ;



**Schéma III.1:** caractéristique du réseau AEP (puits) de la base de vie IRARA.H2,H3,H7,H5,H6,H4 les puits que alimenté la base de vie IRARA.



**Schéma III.2:**les deux bacs 1080 m3 alimentés par le puits H 4 de la base de vie IRARA.

**IV.11.caractéristiques du site d'implantation :**

Le site est situé au Nord-est de la base ce dernier est plat avec une superficie de 02 ha environ.

Nous avons choisi une zone d'environ 2 km de la base de la vie IRARA pour un certain nombre de facteurs, parmi lesquels :

- Direction du vent au nord-est

Avec la possibilité d'utilisation de l'eau traitée dans l'arrosage des arbres utilisés brise-vent.

De même que la nature de la zone d'activité pétrolière peut être étudiée en utilisant cette eau dans les différents services des puits (pompage, nettoyage ...etc ) et la préparation de boue de forage .



**Figure III.4 : Le site de la futur STEP**

# CHAPITRE IV

## Dimensionnement de la station

## Chapitre IV : Dimensionnement de la station

### IV.1 : Détermination des caractéristiques de point de rejet :

#### IV.1.1. système d'assainissement :

D'après l'enquête sur site et notre entretien avec les responsable de la base de vie IRARA, nous avons noté que le réseau d'assainissement est de type unitaire et qu'il date de 1959 .les diamètres des collecteur d'eaux usées varient entre 160 et 200 mm.

#### IV.1.2. Estimation du débit des eaux usées :

D'après les donné des services de contrôle hydraulique le débit des eaux usées (QEU) rejetées par les consommateurs de la base de vie IRARA est évalué à partir d'un taux de rejet (appelé aussi taux de retour) de 80 % des eaux de consommation en eau potable.

$$QEU = 80\% \times Q \text{ moyen-total}$$

Q moyen-total : besoins journaliers en AEP.

Débit d'eau potable utilisé par les employés de la base de vie Aout 2014 (la point) est de 9752 m<sup>3</sup>/mois = 325 m<sup>3</sup>/j.

Débit d'eau domestique Aout 2014 (la point) est de 47 210 m<sup>3</sup>/mois = 1573 m<sup>3</sup>/j.

Consommation en eau pour la climatisation Aout 2014 : 116 m<sup>3</sup>/j (donnée remise par le servie AEP climatisation).

Débit d'eau potable allant au réseau d'assainissement est de :

$$Q \text{ moyen-total} = 325 + 116 + 1573 = 2014 \text{ m}^3/\text{j.}$$

D'où le débit eaux usée est de :

$$QEU = 2014 \times 80\% = 1611 \text{ m}^3/\text{j (débit des 1100 employées).}$$

(Buanderie + ateliers + bureaux + complexe restaurant et loisirs)

A long terme, la population de la base serait 1300 employés alors

$$QEU \text{ long terme} = (1300 \times 1611) / 1100 = 1904 \text{ m}^3/\text{j arrondie à } 2000 \text{ m}^3/\text{j.}$$

#### **La dotation de cette base de vie est :**

$$D = Q_{\text{moy}} / N$$

$$Q_{\text{moy}} = 2014 \text{ m}^3/\text{j}$$

N : nombre de résidence dans la base de ville = 1100 employer.

AN :

$$D = 2014 / 1100 = 183 \text{ L/J/Hab.}$$

Après analyse des données collectées lors des enquêtes de reconnaissance, il a été établi les résultats suivants :

Tableau IV .01 : Donné de base.

Volumes d'eaux usées		
Population de la base à long terme	1300	Hab
Débit moyen journalière	2000	M <sup>3</sup> /j
Débit de pointe journalière	4061	M <sup>3</sup> /j
Débit de pointe horaire	169	M <sup>3</sup> /H
Equivalent habitant	1684	EH

**IV.2 . Résultats d'analyse :**

Les résultats d'analyse obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.2: moyennes globales des résultats d'analyse physico-chimique et microbiologique**

Paramètres	normes
Température (°C)	32.7
PH	7.2
Turbidité (NTU)	87
Conductivité (mS/Cm)	6633
O2 (mg/l)	5
DBO5 (mg/l)	478
DCO (mg/l)	1027
MES (mg/l)	514
NTK (mg/l)	97
Zinc (mg/l)	2
Chrome (mg/l)	0,1
Azote total (mg/l)	50
Phosphates (mg/l)	16
Hydrocarbures (mg/l)	10

**IV.3. Détermination des charges polluantes :**

La charge polluantes se calcul à partir de la formule suivante :

$$Ch = [C] \times Q_{\text{moy}} (\text{m}^3/\text{j}) / 1000.$$

Avec :

[C]: concentration du polluant à partir des résultats d'analyse.

Q<sub>moy</sub> (m<sup>3</sup>/j) : débit moyenne journalier des eaux usées à long terme.

**Tableau IV.3. : Résultats d'analyse des paramètres de pollution (05/08/2015).**

Paramètre	Unité	Moyenne globale	Charges polluantes
DBO5	mg/L	478	956 Kg/j
DCO	mg/L	1027	2054 Kg/j
MES	mg/L	514	1028 Kg/j
NTK	mg/L	97	194 Kg/j
P	mg/L	16	32 Kg/j

Les résultats présentés par le service technique de SONATRACH

Débit de la base de vie à long terme : 2000m<sup>3</sup>/j

AN:

A l'horizon d'étude : Ch DBO<sub>5</sub> = 478 X 2000/1000 = 956 kg/ j .

A l'horizon d'étude : Ch DCO = 1027 x 2000/1000 = 2054 kg/ j .

A l'horizon d'étude : Ch MES = 514 x 2000/1000 = 1028 kg/ j .

A l'horizon d'étude : Ch AZOTE = 97 x 2000/1000 = 194 kg/ j .

A l'horizon d'étude : Ch PHOSPHORE= 16 x 2000/1000 = 32 kg/ j .

#### **IV.4. Détermination de la capacité d'après les résultats d'analyses**

**Tableau IV.4. : Ratios théoriques arrêtées.**

Paramètre	ratios théoriques	ratios arrêtées (g/Hab/j)
DBO5	35-60	60
MES	60- 90	90
DCO	70 -120	120
NTK	10 à 15	15
p	2 à 4	4

#### **IV.5.Équivalent d'habitant :**

L'équivalent-habitant est une unité de mesure comme la charge organique biodégradable ayant une demande biologique en oxygène en cinq jours (DBO5) de 60 grammes d'oxygène par jour<sup>1</sup>. Elle permet de déterminer facilement le dimensionnement des stations d'épuration en fonction de la charge polluante.

$EH=1,30 \times N_p$  a long term

$N_p$  : nombre de population a long terme =1296 employés

$$EH = 1,3 \times 1296 = 1684 \text{ EH}$$

#### IV.6. Détermination des charges polluantes ainsi que leurs concentrations à partir des ratios théoriques arrêtés et la capacité.

Pour le calcul des charges polluantes, nous utiliserons la formule suivante :

$$\text{Ch charge} = EH \times [\text{Ratios}] / 1000$$

$$\text{Ch}_{\text{NTK}} = 1684 \times 15 / 1000 = 25.26 \text{ kg/j}$$

Pour le calcul des concentrations, nous utiliserons la formule suivante :

$$C_{\text{Concentration}} = [\text{Ratios}] \times EH / Q_{\text{moy}} \text{ (m}^3\text{/j)}.$$

AN:

$$\text{Ratio NTK} = 15 \text{ g/hab.j}$$

$$C_{\text{NTK}} = 15 \times 1684 / 2000 = 12.63 \text{ mg / L}$$

$$\text{Ratio DCO} = 120 \text{ g/hab.j}$$

$$\text{Ch}_{\text{DCO}} = 1684 \times 120 / 1000 = 202.08 \text{ kg/ j}$$

$$C_{\text{DCO}} = 120 \times 1684 / 2000 = 101.04 \text{ mg/L}$$

$$\text{Ratio MES} = 90 \text{ g/hab.j}$$

$$\text{Ch}_{\text{MES}} = 1684 \times 90 / 1000 = 151.56 \text{ kg/ j}$$

$$C_{\text{MES}} = 90 \times 1684 / 2000 = 74.16 \text{ mg / L}$$

$$\text{Ratio DBO}_5 = 60 \text{ g/hab.j}$$

$$\text{CH}_{\text{DBO}_5} = 1684 \times 60 / 1000 = 101.04 \text{ kg/ j}$$

$$C_{\text{DBO}_5} = 60 \times 1684 / 2000 = 50.52 \text{ mg / L}$$

$$\text{Ratio P} = 4 \text{ g/hab.j}$$

$$\text{CH}_P = 4 \times 1684 / 1000 = 6.73 \text{ kg/j}$$

$$C_p = 4 \times 1684 / 2000 = 3.36 \text{ mg/L.}$$

**Tableau .IV.05 : Résultats de calcul.**

Paramètre	Ration arrêtés (g/hab/j)	Charge Kg/j)	Concentration (mg/L)
DB05	60	101.04	50.52
MES	120	151.56	74.16
DCO	90	202.08	101.04
NTK	15	25.26	12.63
p	4	6.73	3.36

**IV.7. Détermination de l'équilibre nutritionnel DBO /N/P**

En théorie, les bactéries dans les systèmes de traitement ont besoin de 5 kg d'azote et de 1 kg de phosphore pour éliminer 100 kg de DBO, quantités qu'on désigne habituellement par un ratio, soit le ratio DBO/N/P de 100/5/1.

**Tableau .IV.06 : Charges journalières de la DBO<sub>5</sub>, azote total et le phosphore.**

Paramètre	Unité	valeur
DBO <sub>5</sub>	Kg/j	956 Kg/j
Azote total	Kg/j	194 Kg/j
Phosphore	Kg/j	32 Kg/j

**IV.7.a. Calcul du ratio DBO/N**

$$\text{Ratio}_N = 194 \times 100 / 956 = 20 \quad \text{DBO/N} = 100/20$$

**IV.7.b - Calcul du ratio DBO/ P**

$$\text{Ratio}_P = 32 \times 100 / 956 = 3.5 \quad \text{DBO/P} = 100/3.5$$

**Ratio DBO/N/P est de 100 / 20 / 3.5**

**IV.8. 1 : CHAMBRE DE RECEPTION**

La chambre de réception est indispensable dans l'ouvrage de prétraitement. Elle est prévue afin d'orienter la totalité du débit maximum vers le dégrilleur automatique.

Elle est dimensionnée en fonction du :

$$T_s = 15 \text{ sec} \quad H = 0,5 \text{ m} .$$

$$Q_p = 169 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$V = T_s \cdot Q_p$$

$$V = 169 \times 15 / 3600 = 0,75 \text{ m}^3$$

$$S = 0,75 / 0,5 = 1.5 \text{ m}^2$$

$$\text{Longueur} \quad 1 \text{ m}$$

$$\text{Largeur} \quad 1,5 \text{ m}$$

$$\text{Hauteur} \quad 0,5 \text{ m}$$

**Tableau .IV.7: Dimensions de la chambre de réception .**

Dimensions de la chambre de réception	
Nombre de chambre	01
Longueur	01 m
Largeur	1, 5 m
Hauteur	0,5 m

**IV.8.2 : DEGRILLEUR AUTOMATIQUE**

Deux couloirs de dégrilleur seront construits traitant chacun la totalité du débit de pointe ( $Q_p = 169 \text{ m}^3/\text{h}$ ) dont ses caractéristiques sont:

Espacement entre les barreaux (**b**) : 10 mm .

Diamètres des barreaux ( $\varnothing b$ ) : 8 mm .

La vitesse amont (**V**): **0,6 m/s** (elle varie entre **0,6 à 1,4** mis au débit de pointe).

Angle d'inclinaison par rapport à l'horizontal  $\alpha = 80^\circ$  .

Hauteur du tirant d'eau (**He**) : 0,4 m .

Coefficient de colmatage (**CK**): 0,5; (pour un dégrilleur automatique)

Surface occupée par les barreaux ( $\beta$ ) = 33% .

Facteur de forme (**K**) = 1,79 circulaire des barreaux.

**Largeur du dégrilleur :**

$$S_u = (H_e / \sin \alpha) \text{Ideg} (1 - \beta) CK \Leftrightarrow \text{Ideg} = (S_u * \sin \alpha) / H_e * (1 - \beta) * CK$$

Et

$S_u$  : surface de passage de l'effluent tel que  $S_u (\text{m}^2) = Q_p (\text{m}^3/\text{s}) / V (\text{m/s})$

$$Q_p = 169 \text{ m}^3/\text{h}$$

AN:

$$S_u = 0,08 \text{ m}^2$$

$$\text{Ideg} = 0,6 \text{ m}$$

**Hauteur de la chambre de grille :**

$$H_g = 2H_e + \Delta H + 0,5$$

$$\Delta H = K * [\varnothing b / b]^{3/4} * (V^2 / 2g) * \sin 80^\circ$$

$$\Delta H = 1,79 * [8/10]^{4/3} * [(0,6)^2 / 2 * 9,81] * \sin 80^\circ \Leftrightarrow \Delta H = 0,03 \text{ m.}$$

An

$$\Delta H = 0,03 \text{ m.}$$

$$H_g = 2 * 0,40 + 0,03 + 0,5 = 1,5 \text{ m.}$$

**Longueur de la chambre des grilles :**

$$L=L_1+ L_2+ L_{CR}$$

Avec

$L_{CR}$  : Longueur de la chambre de réception 1 m

$L_1$  : Longueur d 'élargissement

$$L_1=(Igr-\varnothing \text{ conduite d'amenée } )/2 \text{ tg}\varnothing$$

Igr: Largeur de la chambre de grille en (0,6 m) ;

$$\varnothing=315\text{mm.}$$

$$L_1=0,28 \text{ m.}$$

$$L_2=0,5 \times L_2 =0,14 \text{ m}$$

D'où la longueur de la chambre des grilles

$$L = 0,14+0,28+ 1 = 2\text{m}$$

**Tableau .IV.8: Dimensions de la dégrilleur automatique.**

Dimensions de la dégrilleur automatique	
Nombre	02
Longueur	2 m
Largeur	0,60 m
Hauteur	1,5 m
Espacement entre les barreaux	10 mm
Diamètre des barreaux	8 mm

**IV.8.3. DESSABLEUR – DESHUILEUR COMBINES**

On opte pour deux dessableur-déshuileur combinés traitant eux aussi la totalité du débit max.

Pour le dimensionnement de cet ouvrage nous admettons les hypothèses suivantes :

- Vitesse ascensionnelle V : 15 m/hr .
- Hauteur d'eau He : 3 m .

**Surface horizontal Sh**

$$Sh =Q_p \text{ (m}^3\text{/h) / V=H dess x B dess .}$$

H dess : hauteur dessableur

B dess : largeur dessableur

$$Q_p=169 \text{ m}^3\text{/h}=0.04694 \text{ m}^3\text{/s.}$$

AN:

$$H_{\text{dess}}=(169/15)^{1/2} =3.35 \text{ m en prend } H_{\text{dess}}=B_{\text{dess}}=3\text{m.}$$

**Surface transversale Str**

Vitesse de décantation libre  $U_c = 60 \text{ m/h}$ .

L<sub>dess</sub> : longueur de dessableur .

$$V/U_c = L_{dess}/H_{dess} \Rightarrow V = Q/H_{dess} \times B_{dess} \text{ pour vérification}$$

$$L_{dess} = Q/U_c \times B_{dess} = 0.04694/3 \times 0.0167 = 3.75 \text{ en prend } 4 \text{ m}$$

**Temps de séjour**

$$T_s = (H_{dess} \times B_{dess} \times L_{dess})/Q$$

$$AN \ T_s = 3 \times 3 \times 4 / 169$$

$$T_s = 12.78 \text{ min}$$

**Volume d'air injecté**

Quantité d'aire à insuffler varié entre 1 et 1,5 m<sup>3</sup> d'aire /m<sup>3</sup> d'eau.

On prend la valeur max 1,5

$$\text{Donc : } V_{air} = Q_p \times Q_{air}$$

AN :

$$Q_{air} = 169 \times 1,5 = 253,5 \text{ m}^3$$

**Tableau .IV. 09: dimension des dessableur-déshuileur combinés.**

Caractéristique et dimension du dessableur-déshuileur combiné	
Nombre	02
Longueur	4 m
Largeur	3 m
Hauteur d'eau	3 m
Vitesse ascensionnelle	15 m/h
Temps de séjour	12 min

**IV.8.4. BASSIN D'AERATION**

Nous optons pour un traitement par boues activées faible à très faible charge, qui assurera le traitement du carbone, le traitement d'azote et le traitement du phosphore.

La charge massique pour ce genre de type de boues activées  $\Rightarrow$

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

$$C_m = \text{Flux\_DBO}_5 / [MVS]_a \times V_{BA} \Rightarrow V_{BA} = \text{Flux\_DBO}_5 / C_m \times [MVS]_a$$

Avec

[MVS]<sub>a</sub> : représente la matière volatiles sèche dans le bassin d'aération  $\Rightarrow$  [MVS]<sub>a</sub> = 70% [MES]<sub>BA</sub>; [MES]<sub>sA</sub>; représente la concentration de la matière en suspension dans le bassin d'aération. Elle est égale à 4 g/l (Concentration fixe pour ce genre de traitement)

V<sub>BA</sub> : Volume du bassin d'aération

Flux DBO5: le flux de la DBO5 à l'entrée (Brute).

$$V_{BA} = 101,04 / 70\% \times 4 \times 0,1 = 360 \text{ m}^3$$

Nous proposons un système de deux (02) module  $\Rightarrow$  (02) bassin d'aération (ou 02 lignes).

$$V_1 = V_2 = V_{BA} / 2 = 180 \text{ m}^3.$$

Hauteur d'eau (He) est fixée à 3,5 m.

$$S_1 = S_2 = V_1 / H_e = 180 / 3,5 = 51 \text{ m}^2.$$

$$I_1 = (S_1 / 2)^{1/2} = (51 / 2)^{1/2} = 5 \text{ m} \Rightarrow I_1 = I_2 = 5 \text{ m} .$$

$$L_1 = L_2 = S_1 / I_1 = 51 / 5 = 10 \text{ m}$$

**IV.8.5. Recirculation des boues**

$$\text{Taux de recirculation} = R / Q_{moyj} = [MES]_a / ([MES]_R - [MES]_a)$$

$$[MES]_R = 2 \times [MES]_a$$

[MES]<sub>R</sub> : Matières en suspension recirculées;

[MES]<sub>a</sub>: Matières en suspension dans le bassin d'aération ;

AN

Taux de recirculation=1

D'où R = Omoy i

Cette formule correspond à un réglage général pouvant être appliqué en première approche en cours d'exploitation. Mais elle ne détermine pas le débit du poste de recirculation.

Le débit de ce poste doit être au moins égal au débit de pointe horaire

$$\Rightarrow QR = Q_p = 4\,061 \text{ m}^3/\text{j} \text{ et } Q_{moyj} = 2\,000 \text{ m}^3/\text{j}.$$

Taux de recirculation maximum en exploitation

$$T R \% = QR / Q_{moyj} = 4061 / 2000 = 2.03 = 203 \%$$

**IV.8.6. La zone de contact :**

Calcul d'un débit de boues à recirculer (QB)

Charge de dimensionnement: 10 Kg MES/Kg DCOs.a.

Les eaux usées apportent : 30 % de la DCO brute est soluble et facilement assimilable (DCOs.a)

$$DCOs.a = 30\% * [DCO] \text{ brute} * Q_p$$

$$[DCO] \text{ brute} = 202,08 \text{ mg/l} = 0,202 \text{ kg/m}^3.$$

AN:

$$DCOs.a = 30\% * 0,202 * 169 = 10,24 \text{ Kg / hr}$$

La recirculation doit apporter :

$$10 \times 10,24 = 102,4 \text{ kg.MES/hr}$$

$$\text{Avec } [\text{MES}] R = 2x [\text{MES}]_a = 2 \times 4 = 8 \text{ kg MES/m}^3$$

$$Q_B = 102,4/8 = 12,8 \text{ m}^3/\text{hr}$$

#### **IV.8.7. Volume de la zone de contact**

Temps de rétention = 10 min

$$V_{ZC} = (Q_B + Q_P)10/60 = (12,8+169) * 10/60 = 30 \text{ m}^3$$

He zone contact = H = 2 m.  $\Rightarrow$  He =  $30/2 = 15 \text{ m}^2 \Rightarrow L=6 \text{ m}$  et I = 2,5 m.

#### **IV.8.8 Besoin en oxygène O<sub>2</sub> :**

$$B_{O_2} = a'Le + b'Sv + 4,3N - 2,85c'N$$

Avec

a': Quantité d'oxygène nécessaire à l'oxydation de 1 kg DBO<sub>5</sub>

$\Rightarrow a' = 0,65 \text{ kg O}_2/\text{kg DBO}_5$  en aération prolongée.

b' : Quantité d'oxygène nécessaire au métabolisme endogène de 1 kg de MVS des boues, par jour

$\Rightarrow b' = 0,07 \text{ kg O}_2/\text{kg MVS j}$  en aération prolongée.

Le: Quantité de DBO<sub>5</sub> à éliminer par jour (kg DBO<sub>5</sub>).

Sv : Masse de MVS dans le bassin d'aération (kg) : se calcule en multipliant la concentration en MVS (gn) dans le bassin d'aération par le volume (360 m<sup>3</sup>) de celui-ci.

4,3: Taux de conversion de l'azote ammoniacal en azote nitrique;

N : Quantité d'azote à nitrifier par jour.

2,85: Taux de conversion de l'azote nitrique en azote gazeux.

c' : Fraction de l'oxygène des nitrates récupéré par dénitrification. En moyenne 70%.

AN:

$$a' Le = 0,65 * [101,04 - (12,5/10) \times 2000] = 49,42 \text{ KgO}_2 / \text{J}$$

$$b'Sv = 0,07[70\% \times 4 \times 360] = 70,56 \text{ KgO}_2 / \text{J}$$

NK<sub>entrée</sub> : représente la charge de l'azote kjeldhal brute  $\Rightarrow 195 \text{ kg N/J}$

NK assimilée : représente 5 % (100/5/1) de la charge de la DBO 5 brute

$$\Rightarrow 5\% * 101,04 = 5,05 \text{ Kg N/j}$$

Donc NK rejetée représente 6 mg N/L  $\Rightarrow$  NK rejetée =  $0,006 * Q_{\text{moy}} = 0,006 * 2000 = 12 \text{ Kg N/j}$

$$N_{\text{nitrifées}} = 195 - 5,05 - 12 = 177,95 \text{ Kg N/j}$$

$$4,3N = 4,3 * 177,95 = 765,18 \text{ Kg N/j}$$

$$2,85c'N = 2,85 \times 70\% \times 177,95 = 355,01 \text{ Kg N/j}$$

$$\Rightarrow \text{BO}_2 = 49,42 + 70,56 + 765,18 - 355,01 = 530,15 \text{ KgO}_2 / \text{j}$$

$$\text{BO}_2 = 530,15 \text{ KgO}_2 / \text{j}$$

**IV.8.9 Besoin d'oxygène horaire :**

$$\Rightarrow 530,15/24=22,08 \text{ Kg/ O}_2/\text{h}$$

**IV.8.10 Les Aérateurs**

Le mode d'aération proposé est des aérateurs de surface type lent.

Les Aérateurs proposés

Mode d'aération	ASB Moyenne générale (KgO <sub>2</sub> /Kwh)	ASB Fourchette usuelle (KgO <sub>2</sub> /Kwh)	FCG
Aérateur de surface lent	1,5	1,35-1,75	0,7

Avec

FCG: facteur correctif global pour passer les besoins en oxygène des conditions standard ;

ASB: apport spécifique brut en eau claire (KgO<sub>2</sub>/Kwh absorbé).

Puissance théorique absorbée (PT) en KW

$$\Rightarrow 105/\text{ASB} \times \text{FCG} = 105/1,5 \times 0,7 = 100 \text{ KW}$$

Soit trois(03) turbines lentes dans le bassin  $\Rightarrow$  chaque turbine devra avoir au minimum une puissance spécifique de :

$$\Rightarrow 100/ \text{Nb bassin} \times \text{Nbr aérateur} = 100/2 \times 3 = 16,66 \text{ KW}$$

Puissance théorique absorbée (PT) en prenant ASB fourchette usuelle avec un minimum de 1,35 Kg O<sub>2</sub>/Kwh

$$105/\text{ASB} \times \text{FCG} = 105/1,35 \times 0,7 = 111 \text{ KW}$$

$\Rightarrow$  Chaque turbine devra avoir au minimum une puissance spécifique de :

$$= 111/\text{No bassin} \times \text{No d'aérateur} = 111/2 \times 3 = 18,5 \text{ KW}$$

Puissance théorique absorbée (PT) en prenant ASB fourchette usuelle avec un maximum de 1,75 Kg O<sub>2</sub>/Kwh

$$\Rightarrow 105/\text{ASB} \times \text{FCG} = 105/1,75 \times 0,7 = 85,71 \text{ KW}$$

$\Rightarrow$  Chaque turbine devra avoir au minimum une puissance spécifique de :

$$= 85,71/\text{N}^\circ \text{bassin} \times \text{N}^\circ \text{aérateur} = 85,71/2 \times 3 = 14,28 \text{ KW}$$

On doit choisir un aérateur de surface ayant une fourchette de puissance de 14,28 à 18,50 KW

D'après nos catalogues, on choisit un aérateur de puissance unitaire de 15 KW

(cette puissance est suffisante, adéquate et répond à nos exigences).

En effet, les catalogues d'aérateurs proposent des aérateurs de surface de puissance 11 KW, 15 KW et 18,5 KW.

**Tableau .IV.10: Caractéristique et dimension du bassin d'aération.**

Caractéristique et dimension du bassin d'aération	
Nombre	02
Longueur	31 m
Largeur	13 m
Hauteur d'eau	3,5 m
Taux de recirculation	203%
Mode aération	Aérateur de surface
	Pta=100 Kw Pta=15 Kw
Nombre des aérateurs dans chaque bassin	03
Temps de marche des aérateurs	13 h/j
Temps d'arrêt des aérateurs	11 h/j

**IV.8.11 DEGAZEUR :**

- Nombre de dégazeur : 02 ;
- Vitesse de passage des eaux dans le dégazeur  $V_{\text{passage}}$ : 60 m/h sur le débit de pointe  $Q_p$  et le débit de recirculation  $Q_R$ ;  
 $S_{\text{Dégazeur}} = Q_R + Q_p / 60$

AN:

$$S = 4061 + 4061 / 60 \times 24 \Rightarrow 6 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow 02 \text{ Dégazeur} \Rightarrow \text{Dégazeur}_1 = \text{Dégazeur}_2 = 6/2 = 3 \text{ m}^2.$$

Volume:

AN:

$$V_{\text{Dégazeur}} = (4061 + 4061) / [3/60 \times 24] = 17 \text{ m}^3 \Rightarrow V_{\text{Dégazeur}_1} = V_{\text{Dégazeur}_2} = 17/2 = 8,50 \text{ m}^3.$$

$$H_{\text{dégazeur}} = V_{\text{dégazeur}} / s_{\text{dégazeur}} = 8,5/3 = 3 \text{ m}$$

$$\Rightarrow L_{\text{dégazeur}} = 3 \text{ m et } H_{\text{dégazeur}} = 1 \text{ m}.$$

$$\text{Temps de séjour } T_s = V_{\text{dégazeur}} / Q_p = 8,5/0,04694 = 181,08 \text{ s} = 3 \text{ min}$$

Tableau .V.11: Caractéristique et dimension du Dégazeur

Caractéristique et dimension du Dégazeur	
Nombre	02
Vitesse de passage	60 m/h
Dimension L x l x H	3 x 1 x 3 (m)
Temps de séjour	3 min

#### IV.8.12 CLARIFICATEUR OU DECANTEUR SECONDAIRE

##### A. Dimension du Clifford

Prenons le débit de pointe égale au débit de recirculation  $Q_p = Q_R = 169 \text{ m}^3/\text{hr}$ ;  
Vitesse de passage des eaux dans le Clifford égale à 60 m/h sur  $Q_p$  et  $Q_R$ . La CEMAGREF recommande une vitesse maximale de passage de 90m/h.

$$S_{\text{Clifford}} = (Q_R + Q_p) / 60$$

AN

$$S_{\text{Clifford}} = 169 + 169 / 60 = 6 \text{ m}^2$$

⇒ Deux clarificateurs ⇒  $S_1 \text{ Clifford} = S_2 \text{ Clifford} = 6 \text{ m}^2$

$$\varnothing_1 \text{ clifford} = \text{racine}(4 \times S_{\text{Clifford}} / \pi) = \text{racine}(4 \times 6 / 3,14) = 2,76 = 3 \text{ m.}$$

##### B. Dimension du Clarificateur

Nombre de clarificateur projeté : 02

Vitesse ascensionnelle  $V_{\text{asc}} = 0,6 \text{ m/h}$

Hauteur d'eau dans le clarificateur = 3 m .

$$S_{\text{Décanter}_1} = S_{\text{Décanter}_2} = (Q_p / 2) / 0,6 = 141 \text{ m}^2$$

$$\varnothing_1 \text{ clarificateur} = \varnothing_2 \text{ clarificateur} = [\text{racine}(4 \times S_{\text{clarificateur}})] / \pi = 13 \text{ m } \varnothing = 14 \text{ m}$$

$$V_{\text{clarificateur}} = (14^2 \times \pi / 4) \times 3 = 462 \text{ m}^3$$

##### C. Production de boues

Pour déterminer la quantité théorique de boues, nous utiliserons deux.(02) formules :

###### 1- Formule AGHTM

$$P_b = S_{\text{min}} + S_{\text{dur}} + [0,83 + 0,2 \log C_m] \times [\text{Flux}_{\text{DB05}}]$$

$$S_{\text{min}} = \% \cdot \text{Min}(\text{entre } 20 \text{ à } 30\%) \times [\text{Flux}_{\text{MES}}]_{\text{entrante}} = 30\% \times 1170 = 351 \text{ KgMES/ j}$$

$$S_{\text{dur}} = \% \cdot \text{Dur}(\text{entre } 10 \text{ à } 30\%) \times [\text{Flux}_{\text{MVS}}]_{\text{entrante}} = 20\% \times 70\% \times 1170 = 163,8 \text{ kgMES/ J}$$

$$[0,83 + 0,2 \log C_m] \times [\text{Flux}_{\text{DB05}}] = (0,83 - 0,2) \times 780 = 491,4 \text{ KgMES/ j}$$

$$P_b = 351 + 163,8 + 491,4 = 1600 \text{ kgMES/ j}$$

**2- Formule Duchêne**

$P_b = 0,84 \times (\text{FluxMESentrant} + \text{FluxDBO5 entrant})/2 = 0,84 \times (1\,170 + 780) / 2 = 819 \text{ Kg MES/j}$

**La moyenne entre ces deux formules  $\Rightarrow 1600 + 819/2 = 1210 \text{ Kg MES / J}$**

Production de boues {B total} par jour :

**$P_b = 1\,210 \text{ kg MES/j}$**

Nous prenons 5 jour de traitement de boue par semaine la quantité de boue extrait par jour

$P_b = 1210 \times 7/5 = 1694 \text{ Kg Mes/j}$

**Tableau .IV.12 : Caractéristique et dimension du décanteur secondaire.**

Caractéristique et dimension du décanteur secondaire	
Nombre	02
Diamètre	14 m
Diamètre de Clifford	3 m
Vitesse de passage	60 m/h
Hauteur d'eau	3 m
Temps de séjour	3 min

**IV.8.13 EPAISSISSEUR**

Nombre d'épaisseur projeté : 01

Quantité des boues à extraire par jour  $\Rightarrow P_{\text{total}} = 1694 \text{ Kg Mes/j}$ .

Le volume à extraire par jour  $= 1694/8 = 211,75 \text{ m}^3/\text{j}$

Charge spécifique admissible (Flux massique) = 25 à 35 Kg MES/m<sup>2</sup>/j  $\Rightarrow 30 \text{ Kg MES/m}^2/\text{j}$

Soit une surface de  $1694/30 = 56,46 \text{ m}^2 \Rightarrow \varnothing = \text{racine}(4 \times 56,46/3,14) = 8,4 = 8,5 \text{ m}$

Diamètre de l'épaisseur = 8,5 m

Les hauteurs sont :

Hauteur cylindrique 3-4 m  $\Rightarrow 3,5 \text{ m}$

Hauteur des boues 1,5m

Hauteur d'eau claire 1,5 à 2,5 m

Hauteur du cône  $\varnothing * 0,15 \text{ m} = 8,5 \times 0,15 = 1,275 \text{ m}$

Volume du cône = surface x hauteur du cône x 1/3 =  $56,46 \times 1,275 \times 1/3 = 23,99 = 24 \text{ m}^3$

**Volume de l'épaississeur:**

$$= \text{Volume cylindrique} + \text{Volume du c\^one} = 3,5 \times 56,46 + 24 = 221,61 \text{ m}^3$$

$$T_s = V_{\text{épaississeur}} / V_{\text{à extraire}} \text{ m}^3/\text{j}$$

AN:

$$T_s = 221,61/211,75 = 1,04 = 1 \text{ jour}$$

**Tableau .IV.13: Caractéristique et dimension du l'épaississeur.**

Caractéristique et dimension du l'épaississeur	
Nombre	01
Diamètre	8,5 m
Hauteur cylindrique	3,5 m
Temps de séjour	1 jour

**IV.8.14 LIT DE SECHAGE**

Quantité des boues à extraire par jour = **1694 Kg Mes/j**

Concentration au soutirage 20 à 25 g MES/1 selon MV et indice de boue.

$$\text{Volume épaissi par jour} = 1694/24 = 70,58 \text{ m}^3 / \text{j}$$

Avec un temps de séjour de 4 à 6 semaines dans les lits de séchage  $\Rightarrow T_s = 28 \text{ j}$

La hauteur  $H_b = 0,4 \text{ m}$ .

$$\Rightarrow V_{\text{boues}} = 70,58 * 28 = 1976,24 \text{ m}^3 .$$

$$\Rightarrow S_{\text{lits}} = 1976,24/0,4 = 4940,6 \text{ m}^2 .$$

La surface totale nécessaire à l'horizon d'étude est de 4940,6 m<sup>2</sup>, donc, on prend une superficie pour les lits d'environ 10 % de la surface totale, à savoir

$$S_{\text{lit}} = 4940,6 \times 10\% = 494,06 \text{ m}^2 .$$

$$N^{\circ}_{\text{lits}} = V_{\text{boues}} / S_{\text{lit}} = 1976,24/494,06 = 4 .$$

Surface de 4 lits = 494,06 m<sup>2</sup> donc Longueur de chaque lit =  $(S_{\text{lit}}/4)/b$

$$a \times b = (494,06/4)/8 = 15,43 \text{ m} = 16 \text{ m}$$

Vu qu'il y aura deux (02) filtres à presse donc, nous prévoyons 4 lits de séchage ayant une superficie unitaire d'environ 128 m<sup>2</sup>.

**Tableau .IV.14: caractéristique et dimension du lit de séchage.**

caractéristique et dimension du lit de séchage	
Nombre	04
Surface unitaire	128 m <sup>2</sup>
Longueur	16 m
Largeur	8 m
Temps de séjour	28 jours

**IV.8.15. BASSIN DE CHLORATION**

- Temps de séjour: 30 min= 0,5 hr
- Hauteur d'eau : 1,5 m
- Qp =169 m3/hr
- Omoy = 2000 m3/j
- dose de chlore actif ( 8 g/m3).

Volume et surface du bassin de chloration  $V_{BC}$  . $S_{BC}$

$$V_{BC} = 169 \times 0,5 = 84,5 \text{ m}^3$$

$$S_{BC} = 84,5/1,5 = 56 \text{ m}^2 \Rightarrow L=11\text{m et } I=5\text{m.}$$

**Quantification de la dose du Chlore actif:**

$$Q_{CF} = a \times Q_{moy} / 1000$$

$Q_{CF}$ : quantité de chlore actif nécessaire AN:

$$Q_{CF} = 8 \times 2000 / 1000 = 16$$

$O_{CF} = 16 \text{ Kg/j} \Rightarrow$  quantité du Chlore actif à injecter par heure.

**Quantification du débit de la pompe doseuse ( $Q_d$ ) :**

1 litre d'eau de Javel gazeux à 47° Chloro-métrique et à 0 °c sous une pression de 1bar pèse 3,17 g.<sup>1</sup>

$\Rightarrow 47^\circ \times 3,17 = 149 = 150 \text{ g}$  de Chlore actif, soit environ 15 % de concentration de Chlore actif.

$$Q_d = Q_{CF} * 1000 / 150 = 16 * 1000 / 150 = 107 \text{ l/jour.}$$

Donc, la consommation journalière d'eau de Javel à 47° est de : 107 litres.

<sup>1</sup> <http://www.joradp.dz/JO2000/2007/013/FP19.pdf>

**IV.9. STATION DE RELEVAGE DES EAUX EPUREES****Diamètre de refoulement vers le bournier****Paramètres de dimensionnement :**Débit max à refouler  $Q_p = 169 \text{ m}^3/\text{hr}$ 

Nombre de conduite de relevage 01

Nombre de pompe pour chaque ligne 3 (2 + 1 de secours)

Vitesse appropriée entre 0,6 et 1,5 m/s On prend  $V = 1,2 \text{ m/s}$ **Détermination du diamètre adéquat**

$$V = Q_p (\text{m}^3 / \text{s}) / S (\text{m}^2) \Rightarrow S = Q_p / V \Rightarrow \pi \times d^2 / 4 = Q_p / V \Rightarrow d = \left[ \frac{4 Q_p}{\pi \times V} \right]^{1/2}$$

AN:

$$d = \left[ \frac{4 \times (169 \times 4 / 3600) \times 3,14}{\pi \times 1,2} \right]^{1/2} = 0,223 \text{ m}$$

$\Rightarrow$  Diamètre adéquat est le 250 mm en en PEHD PN10, avec une épaisseur de 14,8 mm. Le

diamètre interne:  $250 - 14,8 - 14,8 = 220,4 \text{ mm}$ 

Vérification de la vitesse de relevage :

$$V = Q (\text{m}^3/\text{s}) / S (\text{m}^2)$$

AN :

$$V = 1,23 \text{ m/s}$$

$V = 1,23 \text{ m/s} \Rightarrow$  vitesse appropriée.

**Hauteur manométrique total HMT :**

Cote file d'eau d'arrivé 170,72 m.

Cote radier = cote file d'eau arrivé - h bache de relevage (1.3m).

$$\text{Cote radier} = 170,72 - 1,3 = 169,42 \text{ m}$$

$$Q_p = 169 \text{ m}^3/\text{h}$$

Diameter 250 mm PEHD PN 10 bar.

Vitesse découlement 1,23 m/s.

Longueur de conduit de refoulement 1200 m.

La hauteur géométrique  $H_g$  est calculée comme la différence entre le point haut du refoulement et le niveau minimum de plans d'eau dans la bache de relevage.

$$\text{HMT} = \Delta H + H_g.$$

$$\Delta H = H_L + H_s.$$

$H_L$  : perte de charge linier  $H_L = I * L$ .

$I$  : indice de rugosité pour PEHD  $7,23 * 10^{-3} \text{ m}$ .

$L$  : longueur de conduit 1200 m.

$$H_s : \text{perte de charge linier } H_s = 20\% * I * L \Rightarrow H_s = 1,2 * [I * L] = 1,2 * [7,23 * 10^{-3} * 1200] = \mathbf{10,41 \text{ m.}}$$

H plus haut 174m

H cote radier de la bache de la station de refoulement = 169,42 m.

$H_g = 174 - 169,42 = 4,58 \text{ m.}$

$HMT = 10,41 + 4,58 = 15 \text{ m.}$

En choisie (2+1) pompe pour conservé la duré de vie de la pompe.

**Tableau .IV.15: caractéristique de station de relevage des eaux épurées.**

caractéristique et dimension du lit de séchage	
Débit traité	169 m <sup>3</sup> /h
Vitesse de refoulement	1,23 m/s
Diamètre de conduit de refoulement	250 mm
HMT	15 m
N° de pompe	2+1

**IV.10. RENDEMENT DE LA STATION**

La concentration Cs a la sortie doit être conforme aux normes de rejet établis par le décret N°=93/160 du 10 juillet 1993

**Tableau .IV.16 : norme de rejet selon le décret N°93-160 du 10 juillet 1993.**

Paramètre	Unité	Valeurs
Température	C°	30
PH	-	5,5-8,5
MES	mg/L	30
DCO	mg/L	120
DBO5	mg/L d 'O2	40

**Le rendement est égal**

**$R = (C_e - C_s / C_e) \times 100$**

Ce : concentration de DBO<sub>5</sub> a l'entrée de la station

Cs : concentration de DBO<sub>5</sub> a la sortie de la station

AN :

**$R = (956 - 60 / 956) \times 100 = 93,72 \%$**

# CHAPITRE V

## Aspect économique

## Chapitre V : Aspect économique

### V.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.

Pour qu'on puisse avoir cette décision on doit faire des calculs économiques des deux variantes précédemment étudiées qui sont la moyenne et la faible charge.

Cette dernière doit être sélectionnée après évaluation économique et comparaison entre le coût des variantes sur lesquelles se fait l'étude. De ce fait on pourra dire que cette variante est technico-économiquement optimale.

Le coût estimatif du projet est rétabli sur la base du coût du mètre cube (m<sup>3</sup>) d'eau épurée par la station.

Ce coût est composé de :

#### **Le coût d'investissement :**

- Coût des travaux de génie civil (terrassement et coût des ouvrages en béton).
- Les équipements (racleurs, turbine, pompes aérateurs, tuyauterie...).

$$C_{inv} = C_{gc} + C_{eq} + C_{vrd}$$

#### **Le coût de fonctionnement :**

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

### V.2.1.Coût d'investissement :

#### V.2.1.1.Coût de terrassement :

L'épaisseur de la couche sera estimée à 60 cm

Le prix du mètre cube de terrassement sera évalué à 250 DA.

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

$$V = 0,6 \cdot Sh_i$$

Sh<sub>i</sub> : Surface horizontale de l'ouvrage considéré.

Le coût d'un ouvrage sera donc :

$$C = 250 \cdot V$$

V : Volume de terrassement de l'ouvrage considéré.

Tableau V.1 : Le coût de terrassement de chaque ouvrage

Ouvrages	Nombre	Volume (m <sup>3</sup> )	Coût (DA)
-Déssableur-déshuilleur	02	10,80	5400 ,00
-Bassin d'aération	02	483,6	120 900,00
-regarde de dégazage	02	3,6	900 ,00
-Décanteur secondaire	02	184,63	46158,00
-Bassin de désinfection	01	55,00	13 750,00
-Epaississeur	01	102,57	25 642 ,5
-Lit de séchage	04	3480	88 200 ,00

Donc le coût total du terrassement est  $C_t = 601\ 901,00$  DA

### V.2.1.2.Coût de Béton armé :

Le coût du mètre cube de béton armé est estimé actuellement  $P_u = 40\ 000$  DA

Le coût du béton sera donc :  $C_b = P_u \cdot V_{tb}$

Epaisseur des murs des ouvrages  $e_m = 0,20$  à  $0,4$  m on prend  $e_m = 0,20$  m

Epaisseur du radier des ouvrages est prise  $e_r = 0,3$  à  $0,4$  m on prend  $e_r = 0,3$  m

$$C_b = 40\ 000 \text{ DA}$$

Le volume du béton total pour chaque ouvrage est la somme de deux volumes:

\*  $V_{br}$  : Volume du béton pour le radier de chaque ouvrage  $V_{br} = e_r \cdot S_h$

\*  $V_{bm}$  : Volume du béton des murs de chaque ouvrage  $V_{bm} = e_m \cdot P \cdot H$

P : périmètre de l'ouvrage

H : hauteur de l'ouvrage

Tableau V.2 :Le coût du béton armé de chaque ouvrage

Ouvrages	nombre	Volumes		Vtb	Cout Cbf (DA)
		Vbr	Vbm		
Dessableur-déshuilleur	02	06	16,8	22,8	912 000,00
-Bassin d'aération	02	120,9	123,2	244,1	9 764 000,00
-regarde de dégazage	02	1,8	9,6	11,4	456 000,00
-Décanteur secondaire	02	46,15	13,18	59,33	2 373 200,00
-Bassin de désinfection	01	16,5	12,8	29,3	1 172 000,00
-Epaississeur	01	21,25	10,44	31,69	1 267 600,00
-Lit de séchage	04	176,4	11,2	187,6	7 504 000,00

Donc le coût total du béton armé est  $Ct_{ba} = 23\,448\,800,00$  DA.

#### V.2.1.3.Coût totale du génie civil :

Le coût total du génie civil est la somme des deux coûts calculer précédemment :

$$C_{gc} = Ct + Ct_{ba} = 601\,901,00 + 23\,448\,800,00 = 24\,050\,701,00 \text{ DA.}$$

#### V.2.1.4.Coût des VRD :

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

$$C_{VRD} = 0,25 \cdot C_{gc} = 0,25 \times 24\,050\,701,00 = 6\,012\,675,25 \text{ DA.}$$

#### V.2.1.5.Coût des équipements électromécanique et électriques et des installations

##### hydromécaniques :

Il estimé à 40% du  $(C_{gc} + C_{VRD})$

$$C_{\text{éq}} = 0,40 (24\,050\,701,00 + 6\,012\,675,25) = 12\,025\,350,50 \text{ DA.}$$

#### V.2.1.6.Coût total des investissements de la station :

$$C_{ti} = C_{gc} + C_{VRD} + C_{\text{éq}} = 24\,050\,701,00 + 6\,012\,675,25 + 12\,025\,350,5 = 42\,088\,726,75 \text{ DA}$$

#### V.2.2.Coût de fonctionnement :

##### V.2.2.1.Le coût de main d'œuvre :

Le coût de main d'œuvre est estimé à 5% du coût d'investissement

$$C_{m o} = 0,05 \cdot C_{ti} = 0,05 \times 42\,088\,726,75 = 2\,104\,436,34 \text{ DA}$$

**V.2.2.2.Le coût de l'énergie (consommation électrique) :**

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

$$Ce' = Pu \cdot Ec$$

Pu : prix unitaire du Kwh, Pu = 4,00 DA

Ec : énergie totale consommée (Kwh), Ec est estimé à 1,5 Kwh/m<sup>3</sup>

$$Ce = Q \cdot Ce' = Q \cdot Pu \cdot Ec$$

Q : le débit annuel qui sera traité a long terme qui est égale à 2000 m<sup>3</sup>/j

$$Ce = 2000 \times 365 \times 12 \times 1,5 = 4\,380\,000,00 \text{ DA/an}$$

**V.2.2.3.Le coût des réactifs chimiques :**

Le prix de m<sup>3</sup> d'eau de javel est de 3 000,00 DA/m<sup>3</sup>

Le prix de m<sup>3</sup> de chlore est de 13 000,00 DA/m<sup>3</sup>

Calculons le prix annuel du chlore :

La masse annuelle : MA = 16 x 365 = 5840 Kg/an

Le coût annuel est de : Caj = MA . Pu = 5840 x 13000 = **75 920 000,00 DA/an**

Calculons le prix annuel de l'hypochlorite « Naclor »

$$Cah = Va \cdot Pu = 39,055 \times 3\,000,00 = 117\,165,00 \text{ DA/an}$$

**V.2.2.4.Le coût de renouvellement du matériel électromécanique :**

Il est estimé à 5% du coût d'investissement total

$$Crm = 0,05 \times 42\,088\,726,75 = 2\,104\,436,34 \text{ DA}$$

**V.2.2.5.Le coût des frais financiers :**

Il est estimé à 5% du coût d'investissement total

$$Cff = 0,05 \times 42\,088\,726,75 = 2\,104\,436,34 \text{ DA}$$

**V.2.2.6.Le coût de fonctionnement total :**

$$Cft = Cmo + Ce + Caj + Crm + Cff = 2\,104\,436,34 + 4\,380\,000,00 + 75\,920\,000,00 + 2\,104\,436,34 \times 2$$

$$Cft = 86\,613\,309,00 \text{ DA}$$

**V.2.3.Calcul du prix du m<sup>3</sup> d'eau traitée :**

Le volume total annuel d'eau traité a long terme est égale 2000 m<sup>3</sup>/j est de :

$$Va = 365 \times 2000 = 730\,000 \text{ m}^3/\text{an}$$

Le coût d'amortissement annuel

Caa = Cti / t avec t: durée d'amortissement t = 30 ans

$$Caa = 42\,088\,726,75 / 30 = 1\,402\,957,56 \text{ DA}$$

**V.2.4.Le coût total de la station :**

$$Ct_{st} = C_{aa} + C_{ft} = 1\,402\,957,56 + 86\,613\,309,00$$

$$Ct_{st} = 88\,016\,266,60 \text{ DA}$$

**V.2.5.Le coût de m<sup>3</sup> d'eau épurée:**

$$C_e = Ct_{st} / V_a = 88\,016\,266,60 / 730\,000 \quad C_e = 12 \text{ DA}$$

## **Conclusion générale**

Au terme de ce travail on a montré que l'implantation de la STEP a une nécessité pour protéger le milieu récepteur qui à un caractère socio-économique très important stratégiquement soit à l'échelle local ou national et conserver aussi le milieu naturel.

On à examiner tous les types de traitement par voie biologique et on propose l'adoption du processus par boue activée comme moyen de traitement, en raison du bon rendement épuratoire qu'il procure.

On a faire une étude technico-économique de cette station d'épuration et on cherche surtout à avoir un bon rendement épuratoire de l'effluent qui sera utilisé pour l'irrigation des prises de vent et la possibilité d'utilisation l'eau traité dans le demain pétrolier .

Dans l'ensemble nous pouvons dire qu'une telle technique d'épuration permet d'atteindre un excellent rendement dépollution d'effluents et un coût du mètre cube d'eau épurée minimum et une exploitation très simple.

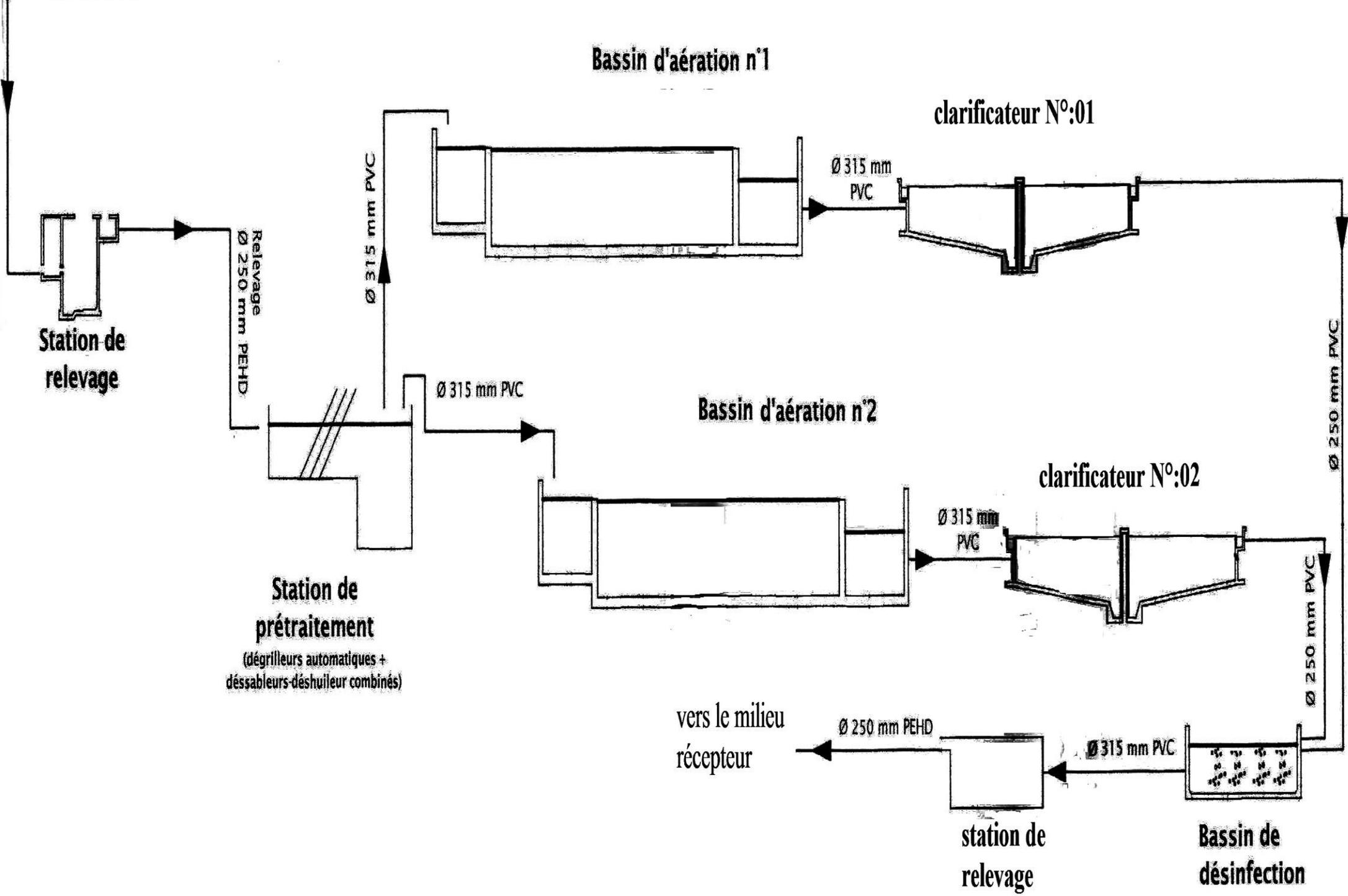
Enfin nous espérons que notre étude a englobé tous les points indispensables pour le dimensionnement de la future station d'épuration, et qui peut servir comme document très important.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] [https://bu.univ-ouargla.dz/master/pdf/master\\_bennana\\_mohamed.pdf?idmemoire=4137](https://bu.univ-ouargla.dz/master/pdf/master_bennana_mohamed.pdf?idmemoire=4137)
- [2]. Gaujous D , La pollution des milieux aquatiques. Aide mémoire. Edition technique et documentation,Lavoisier.1995
- [3]. Bouzianu M , L'eau, de la pénurie aux malades. Edition IBN-Khaldoun.2000
- [4]. Valiron F , Maîtrise de la pollution urbaine, état de l'art Edition technique et documentation,Lavoisier.1992
- [5]. Abdelkader.Gaid, Tome 1 Epuration biologique des eaux usées urbaines OPU. Alger. 1984.
- [6]. DEGREMONT Mémento technique de l'eau Edition technique et documentation, lavoisier.1989
- [7]. Claude Cardot, Les traitements physico-chimiques et biologiques Guide technique de l'assainissement. Edition de moniteur. Paris 1999.
- [8]. Dia Prosiium. Technique et économie de l'épuration des eaux résiduaires Publication de bulletin sein. Normandie. Octobre 71.
- [9]. Jaques Bernard, Colette Caerels, Genevière Dieblot, Alain Dupouy. Le Memento technique de l'eau. Tome 2. Degrément.
- [10]. [http://www.oieau.fr/Re\\_FEA/module\\_2d.htm/](http://www.oieau.fr/Re_FEA/module_2d.htm/). [11] W.W Echenfeldr. Gestion des eaux usées urbaines et industrielles. Technique et documentation Paris.
- [11]. M. Carlier Hydraulique générale et appliquée. Edition EYROLLS 1986.
- [12]. Bechac. P, Pierre. Boutin, B. Mercier, P. Nuer. Traitement des eaux usées. EYROLLES Paris 1987.
- [13]. <https://dspace.univ-ouargla.dz/jspui/bitstream/123456789/5485/1/E040102.pdf>.
- [14]. <http://www.joradp.dz/JO2000/2007/013/FP19.pdf>.

Annexe

Amenée gravitaire - eaux usées  
Ø 315 mm PVC



Bassin d'aération n°1

clarificateur N°:01

Station de relevage

Relevage  
Ø 250 mm PEHD

Ø 315 mm PVC

Ø 315 mm PVC

Bassin d'aération n°2

clarificateur N°:02

Ø 315 mm  
PVC

Station de  
prétraitement  
(dégrilleurs automatiques +  
désableurs-déshuileur combinés)

Ø 250 mm PVC

Ø 250 mm PVC

vers le milieu  
récepteur

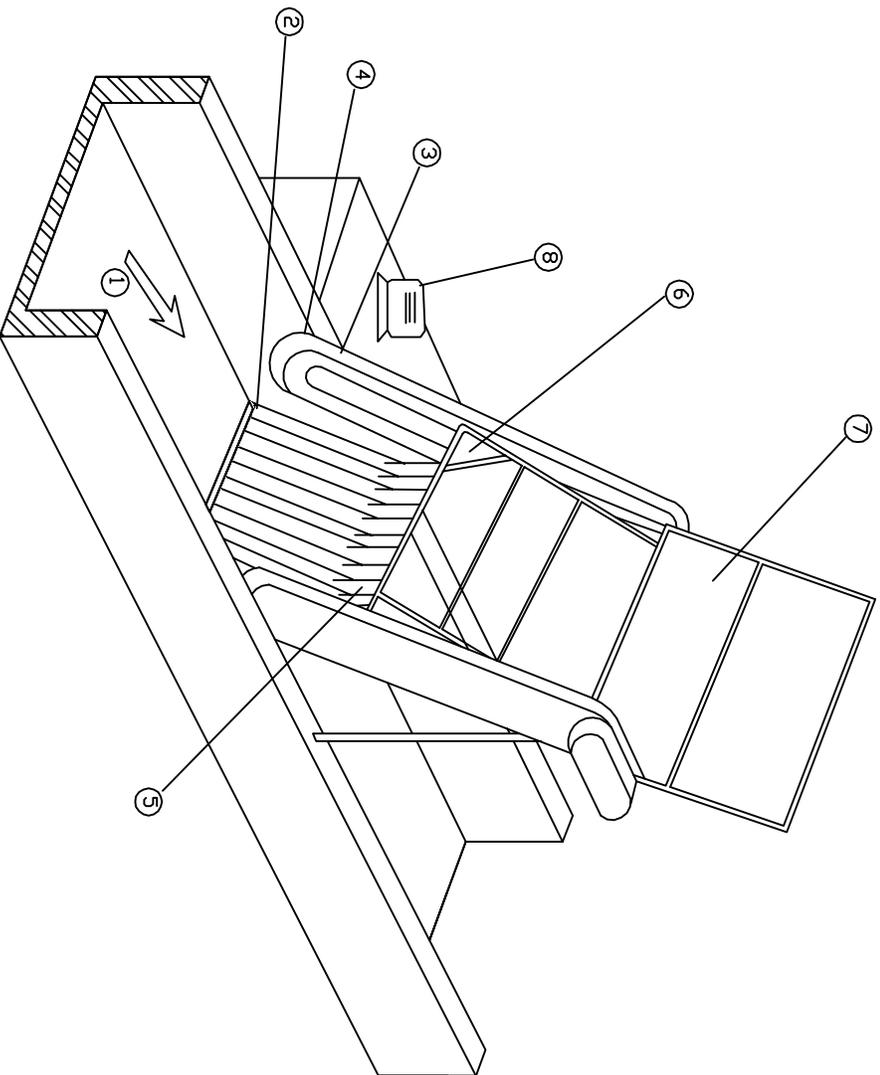
Ø 250 mm PEHD

Ø 315 mm PVC

station de  
relevage

Bassin de  
désinfection

## LE DEGRILLEUR

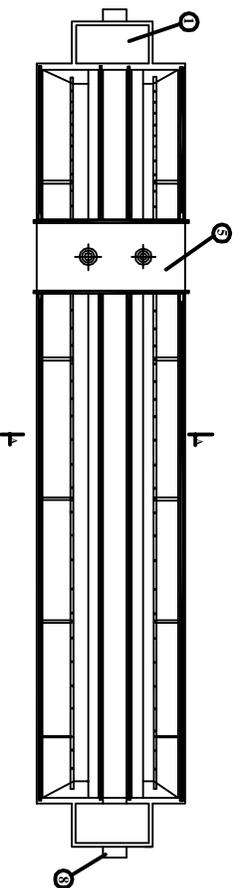


### LEGENDE:

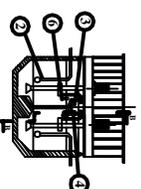
- ① Arrivée de l'eau
- ② Grille automatique
- ③ Chaîne d'entraînement
- ④ Support de la grille
- ⑤ Râteau de nettoyage
- ⑥ Goulotte de récupération
- ⑦ Goulotte de déchargement
- ⑧ Moteur électrique

# DESSABLEUR-DESHUILLEUR

VUE EN PLAN



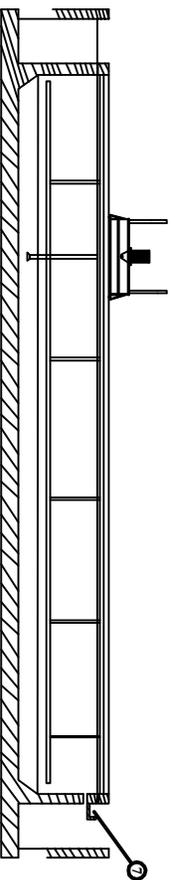
COUPE A-A



## LEGENDE

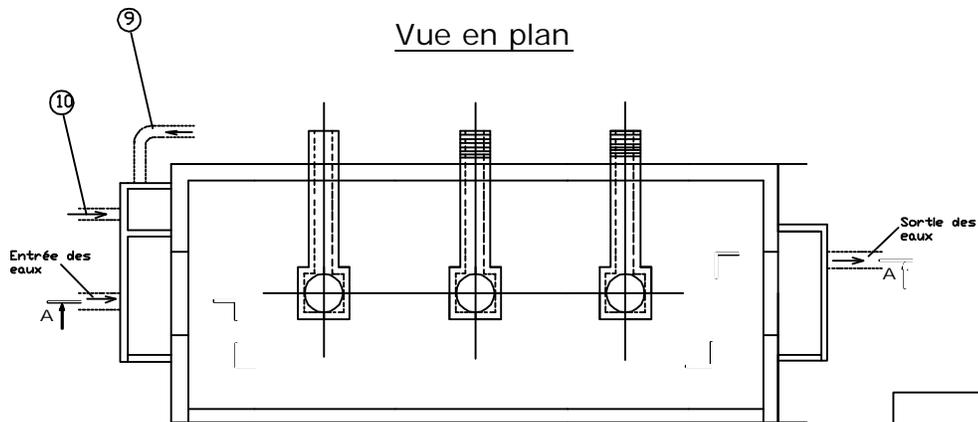
- ① Entrée d'eau brute
- ② Conduite d'insufflation d'air
- ③ Dépôts des sables
- ④ Rigole de collecte des sables
- ⑤ Pont roulant pour relevement du sable
- ⑥ Herse de tranquillisation
- ⑦ Evacuation des graisses et huiles
- ⑧ Sortie de l'eau déssablée

COUPE B-B

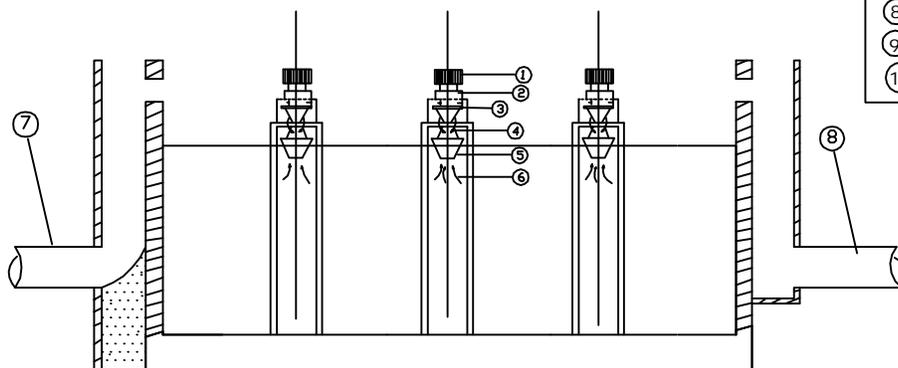


# BASSIN D'AERATION

Vue en plan



Coupe A-A

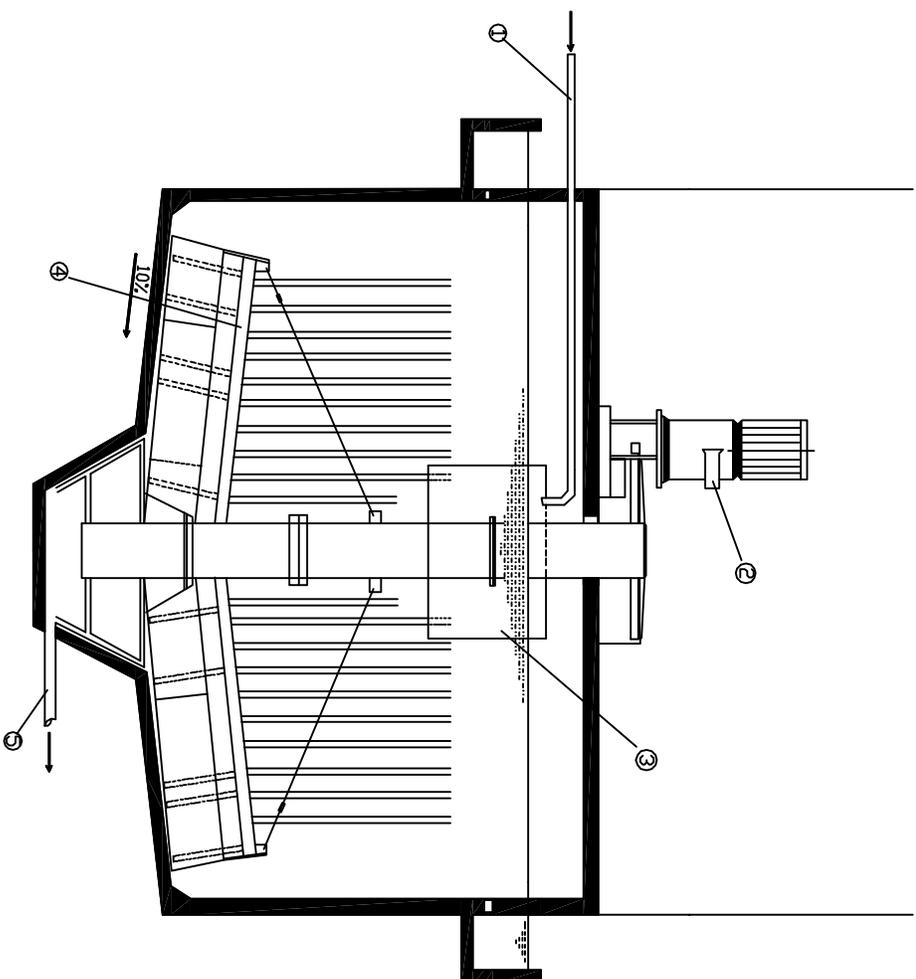


## LEGENDE

- ① Moteur
- ② Redecteur
- ③ Entrée d'air
- ④ Turbine
- ⑤ Sortie d'eau
- ⑥ Entrée d'eau
- ⑦ Arrivée d'eau
- ⑧ Sortie de la liqueur
- ⑨ Arrivée des boues secondaires
- ⑩ Arrivée des boues en excès



# EPAISSISSEUR



## LEGENDE

- ① Alimentation
- ② Groupe moto réducteur d'entraînement
- ③ Jupe de repartition
- ④ Bras racleur
- ⑤ Vers pompe d'extraction

## ملخص

عملنا الحالي يقتضي إقامة محطة لتطهير المياه المستعملة في قاعدة الحياة إرارة الواقعة بمدينة حاسي مسعود ولاية ورقلة الهدف من إنجاز هذه المحطة هو حماية الوسط الطبيعي وكذا صحة المواطن بالدرجة الأولى وكذا دراسة إمكانية إعادة استعمال هذه المياه في سقي الأشجار المستعملة كمصدات للرياح وكذا إمكانية إستعمالها في المجال البترولي تبعاً لطبيعة النشاط لمنطقة الدراسة في هذه المحطة نقوم بمعالجة نفايات قاعدة الحياة إرارة عن طريق التنشيط الفعال ولقد قمنا بحساب أبعاد المحطة تقنياً لما هو موجود من معطيات وفي الأخير قمنا بفعل تقييم اقتصادي لانجاز وتسيير هذه المحطة .

الكلمات المفتاحية : مياه المعالجة, التنشيط فعال, حماية, إعادة استعمال, مجال البترولي, السقي.

## Résumé

Notre présent travail consiste à réaliser une station d'épuration à base de vie IRARA dans la ville de Hassi Massoud wilaya d'Ouargla dans le but de préserver le milieu naturel et protéger la santé publique en premier lieu et en deuxième lieu en vue de réutiliser ces eaux épurées dans l'irrigation des prise vent et la possibilité d'utiliser ces eaux épuré dans le demain pétrolier selon la nature d'activité de la zone d'étude .

Cette station va traiter même le rejet de la base de vie IRARA par bous activé nous avons dimensionné la station après les donné de cette base de vie en fin nous avons fait une estimation économique pour la réalisation et la gestion de cette station

**Mot clé : eau épuré, boue activée, préserver, réutiliser, demain pétrolier, irrigation**

## Summary

Our present work consists in realizing an IRARA-based purification plant in the town of Hassi Messaoud wilaya of Ouargla in order to preserve the Environment and to protect public health first and second In order to reuse these purified waters in the irrigation of the wind catches and the possibility of using these purified waters in tomorrow oil depending on the nature of activity of the study area.

This station will even treat the rejection of the IRARA base of life by activated bous We dimensioned the station after the data of this base of life At the end we made an economic estimate for the realization and management of this station.

**Keyword: Water purified, mud activated, preserve, reuse, tomorrow oil, irrigation**