

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI
Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ASSAINISSEMENT

THEME :

**CONCEPTION DE LA STATION D'EPURATION PAR
LAGUNAGE DE LA VILLE GUERRARA (W.GHARDAIA)**

PRESENTE PAR :

M^r BAHAMIDA Abdallah

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r AMMARI Abdelhadi	M.C.B	Président
M ^{eme} BELABES Salima	M.A.A	Examinatrice
M ^{eme} HADJSADOK Nabila	M.A.A	Examinatrice
M ^r BOUFAKANE Abdelmadjid	M.A.A	Examinateur
M ^r MAHIEDEINE Mohamed	Subdivisionnaire (DRE)	Examinateur
M ^{eme} HOULI/KHALED Samia	M.A.A	Promotrice

Session - 2014

DEDICACE

Je Dédie ce modeste travail

Spécialement à mes très chers parents pour leurs Sacrifices, leur

Aide et leur soutien.

À mes très chères sœurs

À mes frères Salah, Bakir, Mehamed, Abderrahmane et leurs enfants

À mes grands-pères et mes grands-mères

À mes oncles À mes tantes

À ma future femme Amina

*À tout Tawat de l'Ensh : Moh, Toutou, Soufiane, Ali, Mustapha,
Mouhamed Reda*

À ma grande famille BAHAMIDA et AMISAAID

*À mes Amis : D. Brahim, D. Youcef, T. Nasrou, F. Youcef, K. Dabouz,
M. Chihani, A. Baslimane, et tout le groupe De TLEMCEM*

À tous mes amis de l'école.

À Tout les enseignants de primaire à l'université

B.ABDALLAH

REMERCIEMENT

Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.

Mes remerciements à ma mère et mon père...Je remercie fortement ma promotrice : Mr HOULIS de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.

Par la même occasion je remercie :

Les membres du jury qui m'ont honoré par leur présence et qui vont juger mon travail.

Mes Enseignants de l'ENSH pour leurs contributions à ma formation d'ingénieur d'état en hydraulique.

Mes remerciements vont également à : mes sœurs, mes frères : et toute la famille BAHAMIDA, et tous mes amis,

Qu'il me soit permis de remercier toutes les personnes qui ont Contribuées de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

B. ABDALLAH

ملخص:

إن التخلص من المواد الملوثة أثناء معالجة المياه المستعملة عن طريق الأحواض الصحية تتم بفضل تتابع وتكامل عدد تفاعلات الفيزيوكيماوية والبيولوجية، اختيارنا لهذه التقنية بهدف الحصول على أفضل النتائج التقنية، والتقليل من المساحة والزمن اللازمين للمعالجة. عملنا يتمثل في تحديد أبعاد المحطة لتطهير المياه المستعملة عن طريق الأحواض الصحية المهواة لمدينة القرارة (ولاية غرداية) ، من أجل معالجة مياه الصرف لما يزيد عن 64000 نسمة. إن إنشاء هذه المحطة يسمح من جهة بالمحافظة على البيئة والصحة العمومية، وبتوفير كمية إضافية من المياه لاستعمالها في مجال السقي من جهة أخرى.

Résumé :

Dans un procédé *de* traitement par lagunage, la dégradation des matières polluantes s'effectue grâce à une succession et une association de processus physico-chimiques et biologiques.

Pour améliorer les performances épuratoires, réduire la surface d'implantation de la station et travailler à des temps de séjours plus raisonnables, nous avons opté pour le lagunage aéré.

La présente étude consiste donc à dimensionner une station d'épuration par lagunage aéré dans la ville de Guerrara (Wilaya de Ghardaïa) pour traiter les rejets d'une population de plus de 64 000 habitants.

La construction de cette nouvelle station d'épuration, permet d'une part de préserver la santé publique et l'environnement et d'autre part de mobiliser une ressource en eau supplémentaire qui pourrait être réutilisée en irrigation.

Abstract

Our present work consists in designing a purification station of wastewater with aerated lagoons for the city of Guerrara (Wilaya of Ghardaïa) which treats the rejects of more than 64 000 persons. In the process of wastewater treatment lagoons, the degradation of pollution is due to a succession and an association of physicochemical and biological operation. To improve the purification performances, reduce the implantation area and working in a reasonable detention time we have chosen the technique of aerated lagoons. The construction of this new station allows, on one hand, the preservation of the environment and reusing the clean water in irrigation, on the other hand.

Sommaire

CHAPITRE I : Généralité sur les procédés de traitement des eaux usées

I.1) Introduction :	1
I.2) Prétraitements physiques :	1
I.2.1) Dégrillage :	2
I.2.2) I-2-2)-Tamisage :	3
I.2.3) Dessablage :	3
I.2.4) Dégraissage-déshuilage :	3
I.3) Traitements primaires :	4
I.4) Traitements secondaires :	4
I.4.1) Traitement physico-chimique :	4
I.4.2) Les traitements biologiques :	7
I.4.2.1) Les procédés intensifs :	7
I.4.2.2) Les procédés biologiques extensifs:	12
I.5) Le traitement tertiaire :	15
I.6) Conclusion	15

CHAPITRE II : Procédé d'épuration par le lagunage

II.1) Historique du lagunage :	17
II.1.1) Définition	18
II.1.2) Les différents types de lagunage	19
II.2) Avantages et inconvénients du lagunage	27
II.3) Conclusion	27

CHAPITRE III : Facteurs influençant l'épuration par lagunage

III.1) Introduction :	30
III.2) Origines des eaux usées	30
III.2.1) Les eaux d'origine industrielles	31
III.2.2) Les eaux de ruissellement	32

III.2.3)	Les eaux du service public.....	32
III.2.4)	Les eaux parasites.....	32
III.2.5)	Les effluents agricoles	33
III.3)	Facteurs influençant l'épuration par lagunage	33
III.3.1)	Facteurs climatiques	33
III.3.2)	Les paramètres physicochimiques.....	35
III.3.3)	Les paramètres microbiologiques	39
III.4)	Conclusion :	44

CHAPITRE IV : Etude de faisabilité du lagunes

IV.1)	Introduction.....	45
IV.2)	Etude hydro-climatologique.....	45
IV.2.1)	Le vent.....	45
IV.2.2)	La température.....	45
IV.2.3)	L'évaporation	45
IV.2.4)	La pluviométrie	45
IV.3)	Etude hydro-chimique.....	46
IV.3.1)	La population.....	46
IV.3.2)	Le débit.....	46
IV.3.3)	La charge organique	46
IV.3.4)	La concentration bactérienne	46
IV.3.5)	Le réseau	46
IV.4)	Etudes sur le terrain	46
IV.4.1)	La topographie.....	47
IV.4.2)	La géologie.....	47
IV.4.3)	L'étude géotechnique.....	47
IV.4.4)	L'hydrogéologie et l'hydrographie	49
IV.5)	Conclusion :	50

CHAPITRE V: Présentation de la zone d'étude

V.1) Introduction	51
V.2) Présentation de la zone d'étude :	51
V.3) Situation géographique:	51
V.4) caractéristique climatique	52
.V4.1) Température de l'air:.....	53
.V4.2) L'évaporation de l'aire.....	53
.V4.3) Humidité de l'aire	54
.V4.4) Vitesse du vent	55
.V4.5) Direction du vent.....	55
.V4.6) La pluviométrie :	57
.V4.7) Tempête de sable	58
V.5) Structure de la ville et son développement	59
.V5.1) Etude démographique de la région d'étude	59
.V5.2) Situation hydraulique	60
.V5.3) Relief.....	61
.V5.4) Géologie	61
.V5.5) Etude des cultures agricoles	62
V.6) Choix du site d'implantation de la station	62
V.7) Analyse des eaux	63
.V7.1) Mesures chimiques effectuées au laboratoire d'analyse :	63
.V7.2) Appréciation des aspects qualitatifs des eaux usées urbaines de la ville de Guerrara (W. Ghardaïa) :	63
.V7.3) Interprétation du résultat	68
V.8) Conclusion :	72

CHAPITRE VI : Dimensionnement de la station

VI.1) Introduction ;.....	74
---------------------------	----

VI.2)	CALCULS DE BASE POUR LE DIMENSIONNEMENT :	74
VI.2.1)	Estimation des débits.....	75
VI.2.2)	Evaluation des charges polluantes :	77
VI.2.3)	Calcul le nombre d'équivalent-habitants.....	78
VI.3)	Les prétraitement	78
VI.3.1)	Dégrillage :.....	78
VI.3.2)	Le dessableur-déshuileur.....	80
	Recommandations techniques pour les ouvrages de prétraitement.....	83
VI.4)	Les bassins de lagunage	83
VI.4.1)	Les lagunes d'aération.....	83
VI.4.2)	Les lagunes de facultatif.....	89
VI.4.3)	Les lagunes de finition :	92
VI.4.4)	Etanchéité des lagunes	94
VI.5)	Calcul hydraulique	94
VI.5.1)	Calcul du répartiteur.....	94
VI.5.2)	Dimensionnement des conduites.....	96
VI.6)	Profil hydraulique	99
VI.6.1)	Calculs des cotes piézométriques des différents ouvrages.....	99
VI.7)	Conclusion	100

CHAPITRE VII : EXPLOITATION ET DYSFONCTIONNEMENT DES LAGUNES

VII.1(Introduction.....	101
VII.2)	Tâches d'exploitation.....	101
VII.2.1)	Mise en service.....	101
VII.2.2)	Plantations	101
VII.2.3)	Surveillance générale.....	101
VII.2.4)	Opérations spécifiques.....	103

VII.3) Dysfonctionnements des lagunes.....	105
VII.4) Conclusion	107

LISTE DES TABLEAUX

<i>Tableau I.1 Les systèmes d'épuration</i>	11
<i>Tableau II.1 : Quelques stations d'épuration par lagunage en Algérie</i>	18
<i>Tableau II.2 : dimensions de lagune facultative.</i>	24
<i>Tableau II.3 : Les performances épuratoires.</i>	26
<i>Tableau III.1: Influence de la température sur le lagunage</i>	34
<i>Tableau III.2: Espèces algales rencontrées dans les lagunes</i>	39
<i>Tableau III.3: les espèces algales rencontrées dans les lagunes en fonction de la charge organique appliquée</i>	40
<i>Tableau V.1 Evaluation démographique de la commune de Guerrara</i>	59
<i>Tableau V.2: Récapitulatif des besoins en eau</i>	60
<i>Tableau V.3 Caractéristique des eaux usées de ville Guerrara (W. Ghardaïa) pour le 15.12.2011</i>	64
<i>Tableau V.4 Caractéristique des eaux usées de la ville Guerrara (W. Ghardaïa) pour le 23.02.2012</i>	65
<i>Tableau V.6: Caractéristique des eaux usées de la ville de Guerrara (W. Ghardaïa) pour le 01.08.2012</i>	66
<i>Tableau V.7: Tableau récapitulatif englobant les concentrations moyennes obtenues des différents paramètres physiques et de pollution au niveau des deux exutoires examinés de la ville Guerrara (W. Ghardaïa)</i>	67
<i>Tableau V.8: Normes de rejet algérien [Décret n°93-160 du 10 juillet 19931]</i>	68
<i>Tableau VI.1 : Tableau résumant les déférant débit</i>	77
<i>Tableau VI.2: Tableau résumant les données de base pour le calcul</i>	77
<i>Tableau VI.3 : les défèrent diamètre de la grille</i>	78
<i>Tableau VI.4 : Résultats du dimensionnement des grilles</i>	80
<i>Tableau VI.5 : Caractéristiques des ouvrages du prétraitement</i>	82
<i>Tableau VI.6 : Quelques valeurs de K en fonction de la nature de l'effluent</i>	88
<i>Tableau VI.7 : Caractéristiques des bassins d'aération :</i>	89
<i>Tableau VI.8 : Quelques valeurs de K en fonction de la nature de l'effluent</i>	91
<i>Tableau VI.9 : Récapitulatif sur les dimensions des bassins facultatifs</i>	91
<i>Tableau VII.1 Principaux dysfonctionnements du lagunage aéré</i>	101

Liste des figures

Figure I.1 : Illustre les différentes étapes et procédés de traitement des eaux usées.....	1
Figure I.3: la grille manuelle et grille mécanique.....	3
Figure I.4: Le dessablage-déshuilage.	4
Figure I.5 : Essai de coagulation dans une usine de traitement.....	5
Figure I.6: Processus de coagulation, floculation et de sédimentation.....	6
Figure I.7 : Coupe d'un lit filtrant vertical planté de roseaux.	7
Figure I.8: Lit bactérien.	8
Figure I.9 : disque biologique.....	10
Figure I.11 : Traitement à boue activée à faible charge.	13
Figure II.1 : Cycles Biologiques d'une lagune.	19
Figure II.2 : Procédé d'épuration Par lagunage.....	20
Figure II.3: Lagunes aérées.	21
Figure II.4 : Progression de la masse microbienne.....	21
Figure II.5: Lagune anaérobie.	24
Figure II.6 : Lagune facultative.	24
Figure II.7 : Lagune à microphytes.	25
Figure II.8 : Lagune à macrophytes.....	26
Figure II.9 : Lagune mixte.....	26
Figure IV.1 :Le tringale tixtural	43
Figure IV.2 : principe de limite ATTERBERG.....	44
Figure V.1 situations géographique de la ville Guerrara.....	50
Figure V.2: Histogramme des températures moyennes mensuelles entre 2002 et 2012	51
Figure V.3: Histogramme des taux d'évaporation moyens mensuels entre 2002 et 2011	51
Figure V.4 : Histogramme des taux d'humidité moyens mensuels entre 2002 et 2013	52
Figure V.5 Histogramme des vitesses moyennes mensuelles du vent entre 2002 et 2011.....	53
Figure V.6: la rose des vents la station de Ghardaïa	53
Figure V.7: Fréquence moyenne inter annuelle des vents par leur direction	54
Figure V.8 : Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle (mm) à Ghardaïa. .	55

Figure V.9: Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de tempête de sable..	55
Figure VI.1 : Schéma global de la répartition des bassins d'aération.	80
Figure VI.2 : Coupe longitudinale d'une lagune d'aération.	81
Figure VI.3 : Coupe transversale d'une lagune d'aération.	81
Figure VI.4 : Aérateur à axe horizontal.....	83
Figure VI.5 : Schéma global de la répartition des bassins facultatif	85
Figure VI.6 : Coupe longitudinale d'une lagune de décantation.....	86
Figure VI.7 : Coupe transversale d'une lagune de décantation.....	86
Figure VI.8 :Disposition de géomembrane avec drainage de géotextile.....	90
Figure VI.9: coupe longitudinale et transversale d'un déversoir frontal.....	90
Figure VI.10 : Vue en plan du répartiteur principal	91
Figure VI.11 Vue en plan du répartiteur secondaire	92
Figure VI.12 Cotes du terrain naturel des différents ouvrages de la station	95

Liste des plans

Plans 01 : Plan topographique la step de Guerrara W .GHARDAIA .

Plans 02 : Plan d'implantation de la step de Guerrara W .GHARDAIA .

Plans 03 : Profil hydraulique d'une chaine de traitement de la step de Guerrara W .GHARDAIA .

Plans 04 : Schéma détaillé des différent ouvrage de la station.

Introduction générale :

L'eau, cette source de vie, constitue l'une des ressources naturelles les plus sensibles à la pollution ; elle demeure largement gaspillée et polluée à l'échelle planétaire ; peu à peu, elle se raréfie et sa qualité réduit.

Tout au long de son parcours, l'eau reçoit les apports réguliers et directs des polluants d'origines urbaine et industrielle ou les apports surtout diffus et irréguliers de polluants d'origine agricole.

Actuellement, les eaux usées de la commune Guerrara, située dans la wilaya de Ghardaia sont rejetées directement dans l'Oued Zegrrir et causent une pollution dangereuse du milieu naturel.

Notre étude s'inscrit dans ce contexte, elle vise à entreprendre des précautions susceptibles de remédier à la problématique évoquée.

Cependant, le but de notre étude est la conception d'une station d'épuration par lagunage aérée qui sera située juste à l'amont de l'Oued Zegrrir, pour que toutes les eaux usées de la ville seront cumulées et épurées avant qu'elles soient déversées dans le milieu récepteur (Oued Zegrrir)

Le contenu de ce mémoire comprendra différentes parties à savoir une présentation détaillée de la ville Guerrara puis, une recherche bibliographique portant sur la pollution des eaux et les différentes techniques d'épuration existantes en mettant en exergue le procédé de lagunage choisi.

Ensuite, nous ferons une étude du dimensionnement de la station d'épuration pour l'horizon 2040 et nous terminerons par un calcul hydraulique relatif à cette station.

CHAPITRE I : Généralité sur les procédés de traitement des eaux usées

CHAPITRE I : Généralité sur les procédés de traitement des eaux usées

I.1) Introduction :

Il permet une épuration optimale portant à la fois sur les eaux usées municipales et industrielles. L'épuration des eaux usées selon des méthodes modernes se fait en plusieurs étapes successives correspondant aux différentes substances contenues dans l'eau :

- Prétraitements (physique) : Dégrillage, Dessablage, Déshuilage-Dégraissage.
- Traitement primaire : Coagulation-floculation, Décantation, Flottation, Filtration.
- Traitement secondaire (biologique) : Boues activées, Lit bactérien, Lagunage, Digestion, anaérobie.
- Traitement tertiaire (traitement de finition) : Procédés membranaires, Adsorption, Procédés d'oxydation, Échange ionique...



Figure I.1 : Illustre les différentes étapes et procédés de traitement des eaux usées

I.2) Prétraitements physiques :

L'ensemble des eaux usées collectées par le système d'assainissement sont apportées vers la station, sont relevées, comptabilisées et passent dans les ouvrages assurant les fonctions de prétraitement.

L'objectif est de permettre la séparation des matières légères en les faisant remonter à la surface. Les sables, plus lourds, sont recueillis en fond d'ouvrage.

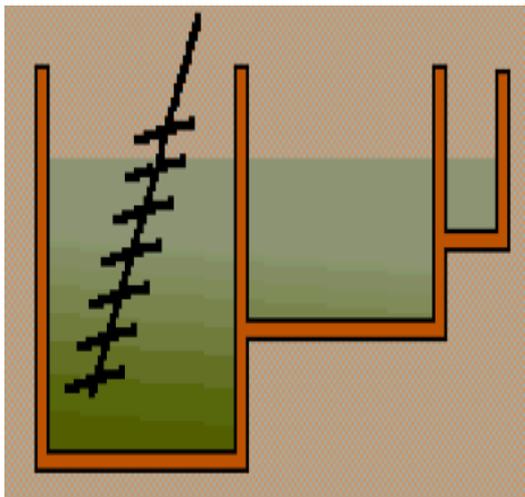
Les eaux ainsi prétraitées sont envoyées vers le traitement biologique.

En temps de pluie ou lors des vendanges, une partie du débit et/ou de la charge, qui ne pourrait pas être traitée immédiatement est déviée vers des bassins d'orage, pour une reprise ultérieure.

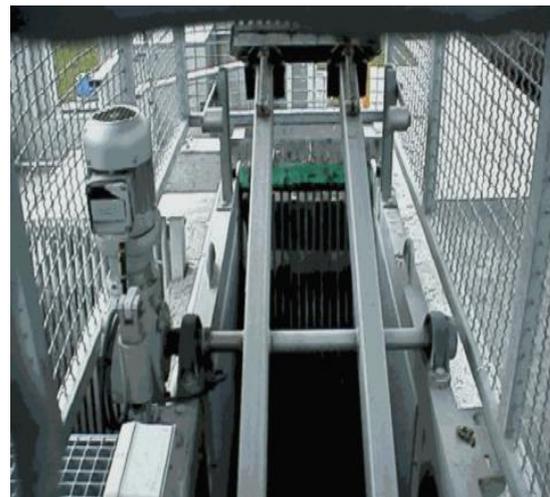
I.2.1) Dégrillage :

Les dégrilleurs assurent la protection des équipements électromécaniques et réduisent les risques de colmatage des conduites mises en place dans la station d'épuration. Le plus souvent, il s'agit de grilles qui récupèrent les déchets plus ou moins volumineux entraînés par les eaux s'écoulant dans les canalisations d'assainissement. Une grande diversité de grilles est disponible sur le marché (droite, courbe, nettoyage amont, aval, ...).

Les performances d'un dégrilleur (manuel ou autonettoyant) se caractérisent par son espacement entre barreaux. L'écartement des barreaux de la grille est défini par le choix de la taille et de la nature des objets acceptés par la station. On cherche aussi un compromis entre espacement des barreaux et quantité des déchets à évacuer (nettoyage fréquent de la grille). Un espacement de 10 mm maximum est quelquefois utilisé (dégrillage fin) pour protéger des filières de traitement des eaux ou des boues spécifiques (décantation lamellaire, Centrifugation, ...). Plus communément, l'espacement des barreaux est de (2,0 à 2,5 cm) pour un dégrilleur mécanique et (3,0 à 4,0 cm) pour un dégrilleur manuel. [7]



la grille manuelle



grille mécanique

Figure I.2: la grille manuelle et grille mécanique

I.2.2) I-2-2)-Tamisage :

Cette opération utilise des grilles de plus faible espacement, peut parfois compléter cette phase du prétraitement ; elle est mise en œuvre dans le cas d'eaux résiduaires chargées de matières en suspension de petite taille. On distingue :

- la macro tamisage (dimensions de mailles $> 250\mu$).
- le micro tamisage ($30\mu < \text{dimension de maille} < 150\mu$). [9]

I.2.3) Dessablage :

Le dessablage permet d'éliminer les MES de taille importante (utilisation d'un décanteur classique). C'est une étape indispensable notamment que l'éviter le bouchage des canalisations et protéger les équipements contre l'abrasion. Le dessablage est pratiqué par décantation. Les sables extraits sont envoyés en décharge.

Le dessablage concerne les particules minérales de diamètre supérieur à 0,2mm environ.

I.2.4) 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).

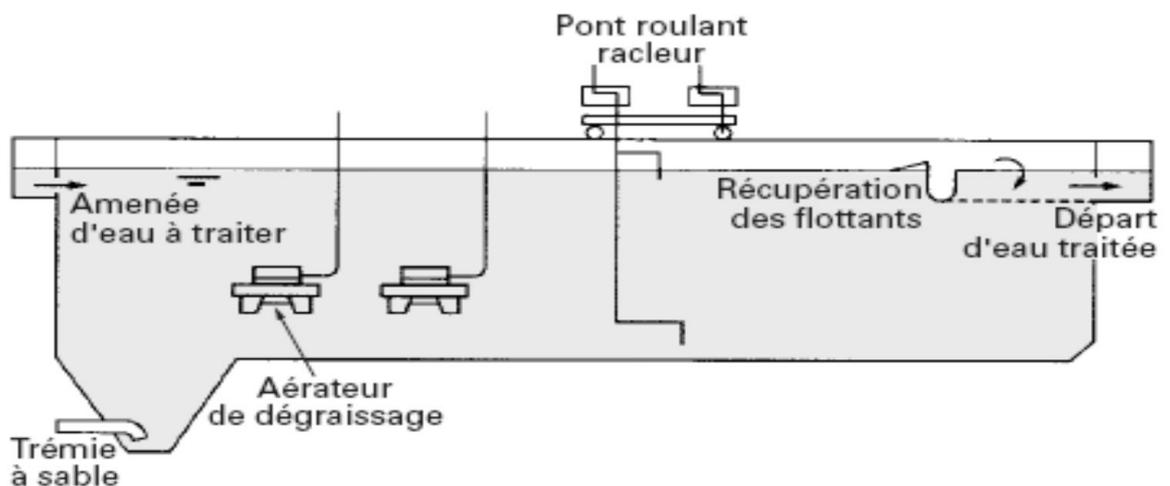


Figure I.3: Le dessablage-déshuilage.

I.3) Traitements primaires :

Le traitement "primaire" fait appel à des procédés physiques, avec décantation plus ou moins aboutie, éventuellement assortie de procédés physico-chimiques, tels que la coagulation- floculation. Ces traitements éliminent 50 à 60 % des matières en suspension, mais ne suffisent généralement plus pour satisfaire les exigences épuratoires de la réglementation actuelle. Avec coagulation et floculation dans des décanteurs lamellaires, on peut éliminer jusqu'à 90 % des MES.

La décantation primaire classique consiste en une séparation des éléments liquides et des éléments solides sous l'effet de la pesanteur. Les matières solides se déposent au fond d'un ouvrage appelé "décanteur" pour former les "boues primaires". Ces dernières sont récupérées au moyen d'un système de raclage. Ce traitement élimine 50 à 55% des matières en suspension et réduit d'environ 30 % la DBO et la DCO. [3]

I.4) Traitements secondaires :

Dans la grande majorité des cas, l'élimination des pollutions carbonée et azotée s'appuie sur des procédés de nature biologique. Les procédés membranaires combinent quant à eux des procédés biologiques et physiques.

Certaines installations de dépollution des eaux usées ont toutefois recours à des filières de traitements physico-chimiques, qui peuvent, dans différents cas (part importante d'effluents industriels dans les eaux collectées, conditions de température inadaptées aux traitements biologiques, niveaux de rejet moins exigeants...) s'avérer plus opportunes.

I.4.1) Traitement physico-chimique :

Après une étape de prétraitement, le traitement physico-chimique consiste en une séparation physique solide-liquide après un ajout de réactifs chimiques ayant provoqué l'agglomération des matières en suspension (MES). Le traitement se déroule 5 phases : [3]

a) Coagulation :

Le processus de coagulation implique d'ajouter du fer ou de l'aluminium à l'eau comme du sulfate d'aluminium, sulfate ferrique, chlorure ferrique ou des polymères. Ces produits chimiques s'appellent des coagulants et ont une charge positive. La charge positive du coagulant neutralise la charge négative des particules dissoutes et suspendues dans l'eau.

La coagulation peut enlever un grand nombre de particules organiques. La coagulation peut également enlever les particules suspendues, y compris les précipités inorganiques, tel que le fer. Le carbone organique dissout peut donner une odeur et un goût à l'eau désagréable.

Tandis que la coagulation peut enlever des particules et des matières dissoutes, l'eau peut encore contenir des microbes pathogènes. [3]



Figure I.4 : Essai de coagulation dans une usine de traitement.

b) Flocculation :

La flocculation a pour objectif de favoriser, à l'aide d'un mélange lent, les contacts entre les particules déstabilisées. Ces particules s'agglutinent pour former un floc qu'on peut facilement éliminer par les procédés de décantation et de filtration. [3]

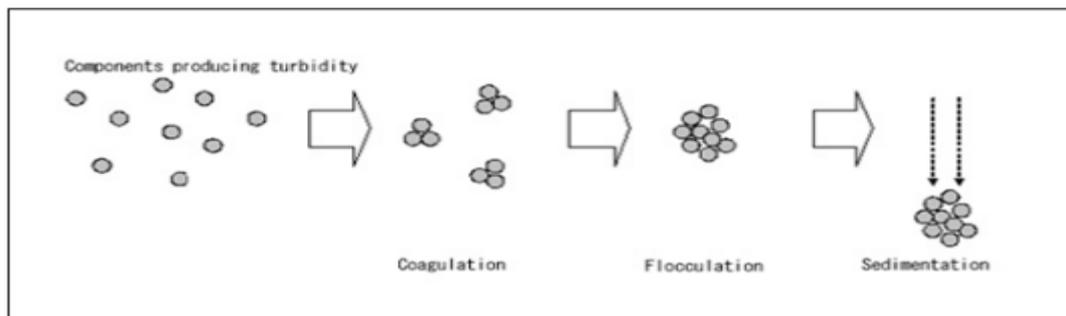


Figure I.5: Processus de coagulation, flocculation et de sédimentation.

c) Neutralisation :

Le pH d'un effluent rejeté dans un réseau d'égouts doit être compris entre 5,5 et 8,5 (9,5 dans le cas d'une neutralisation par la chaux).

Dans le cas d'effluents dépassant ces limites, une neutralisation est indispensable et nécessite :

un bac de réaction agité dont le volume sera calculé au minimum sur le temps de réaction de l'agent neutralisant, mais plus ce bac sera grand moins la consommation en réactifs sera importante dans le cas d'auto neutralisation des effluents (effluents acides et effluents basiques).

un pH-mètre avec au moins une régulation proportionnelle. des stockages ou des préparations d'agents neutralisants. [3]

d) Décantation :

La décantation, est un procédé qu'on utilise dans pratiquement toutes les usines d'épuration et de traitement des eaux, a pour but d'éliminer les particules en suspension dont la densité est supérieure à celle de l'eau. Ces particules sont en général des particules de floc ou des particules résultant de la précipitation qui a lieu lors des traitements d'adoucissement ou d'élimination du fer et du manganèse. Les particules s'accumulent au fond du bassin de décantation d'où on les extrait périodiquement. L'eau clarifiée située près de la surface, est dirigée vers l'unité de filtration. [3]

e) La filtration :

La cinquième étape lors du traitement de l'eau conventionnel est la filtration Par filtration on entend en principe une méthode pour éliminer des impuretés de l'eau en la faisant passer à travers un media filtrant. Aujourd'hui, la filtration regroupe un grand nombre de technologies, dont les technologies de filtrations membranaires qui permettent même de déminéraliser l'eau.

Mais il faut prendre garde aux confusions : souvent, l'on parle en langage courant de filtration particulaire en l'appelant filtration. La filtration particulaire regroupe l'ensemble des méthodes de filtration permettant d'enlever de l'eau les particules d'une taille supérieure à environ un μm , alors que la filtration inclut l'ensemble des méthodes de traitement de l'eau ou l'on fait passer l'eau à travers un media filtrant. [3]

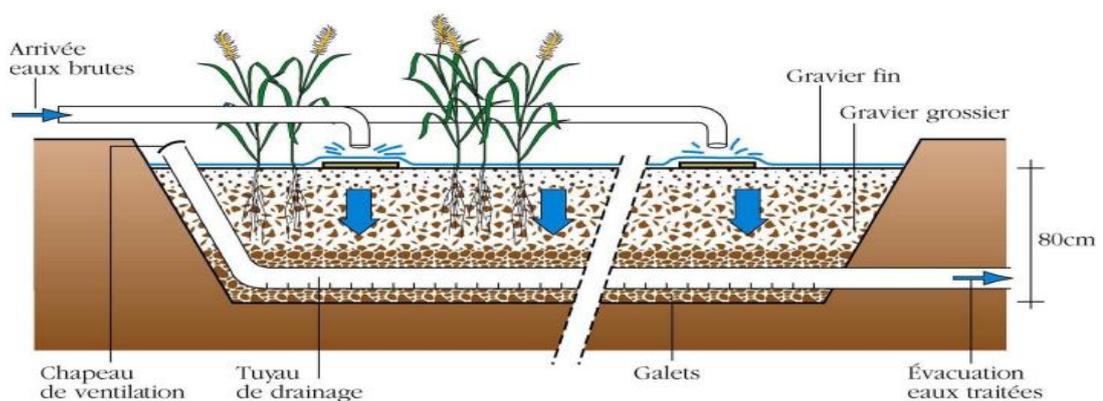


Figure I.6 : Coupe d'un lit filtrant vertical planté de roseaux.

I.4.2) Les traitements biologiques :

L'épuration biologique a pour but d'éliminer la matière polluante biodégradable contenue dans l'eau domestique (décantée ou non) en la transformant en matières en suspension micro-organismes et leurs déchets, plus facilement récupérables.

La dégradation peut se réaliser par voie aérobie (en présence d'oxygène) ou anaérobie (en l'absence d'oxygène). Dans ce dernier cas, où les réactions s'effectuent à l'abri de l'air, le carbone organique, après dégradation, se retrouve sous forme de CO₂, méthane et biomasse.

Ce type de traitement appelé « digestion anaérobie » n'est utilisé que pour des effluents très concentrés en pollution carbonée, de type industriel (brasserie, sucrerie, conserverie...).

Le traitement biologique classique des eaux domestiques s'effectue par voie aérobie.

Le traitement consiste à dégrader les impuretés grâce à l'action d'une biomasse épuratrice, à laquelle doit être fourni l'oxygène nécessaire à son développement. [18]

Les différents procédés biologiques d'épuration sont :

I.4.2.1) Les procédés intensifs :

a) Le 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. [18]

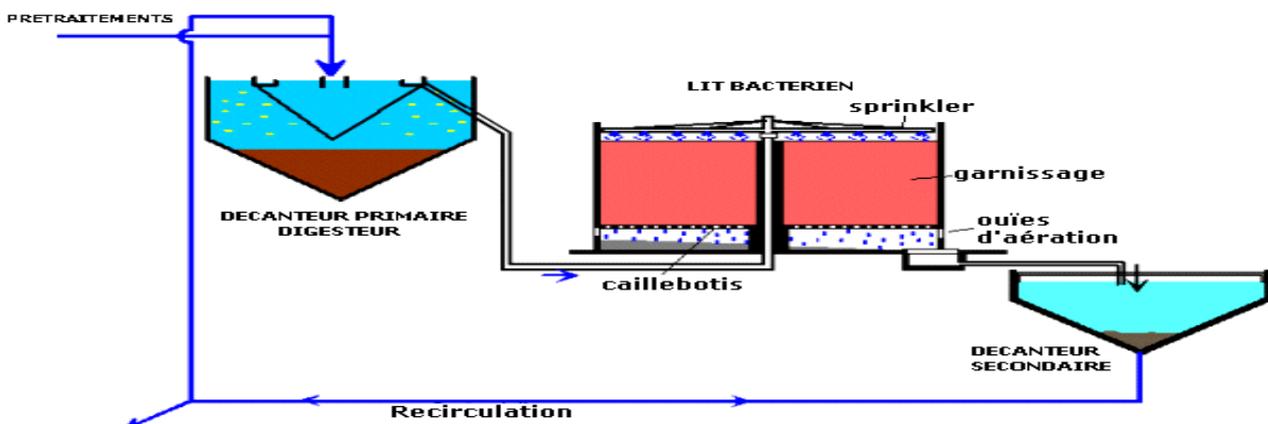


Figure I.7: Lit bactérien.

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) Le 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.

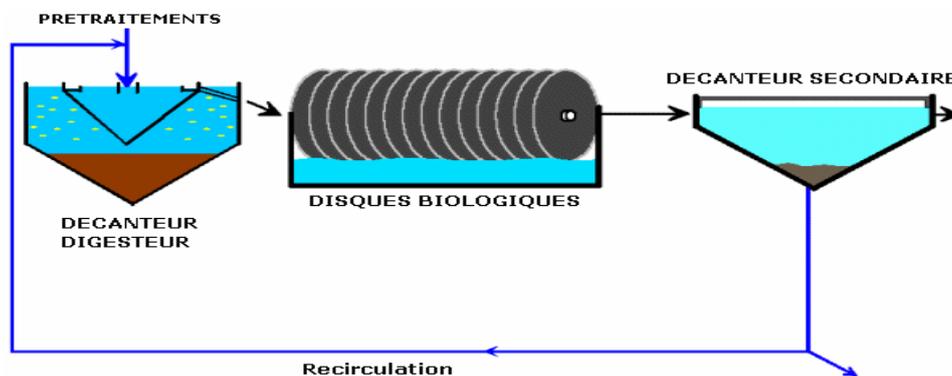


Figure I.9 : disque biologique.

Avantage :

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.

c) Épuration biologique par les boues activées :

c.1) 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.)

c.2) 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).

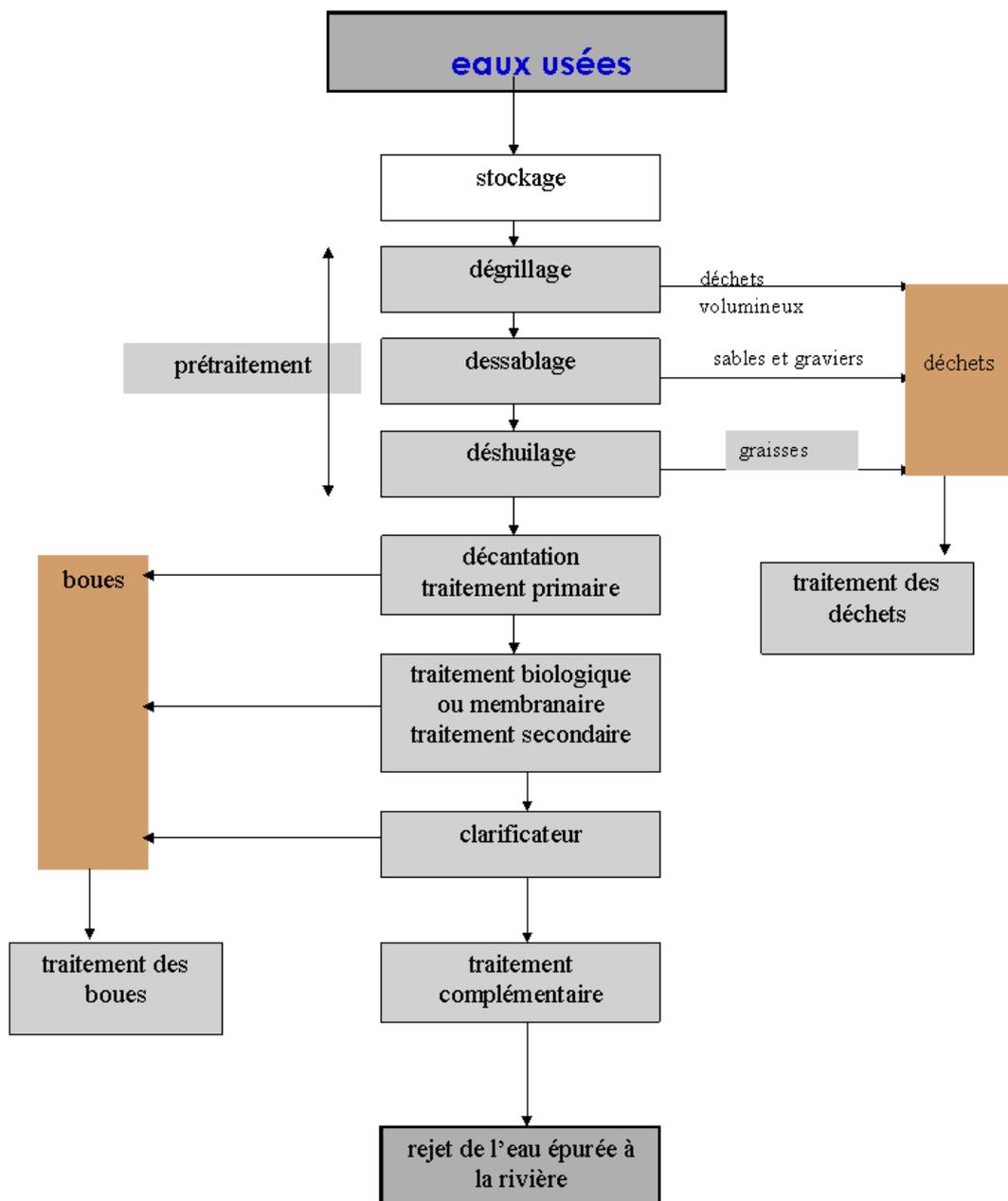


Figure I.10 : Schéma de fonctionnement d'une station à boues activées.

c.3) 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.

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

La charge volumique est intéressante pour le dimensionnement rapide des bassins d'aération, elle n'a aucune signification biologique. [18]

c.4) Charge volumique :

La charge volumique C_v est le rapport de la pollution journalière reçue en Kg de DBO5 au volume du bassin d'aération. Cette donnée permet d'évaluer le volume de bassin et elle n'a aucune signification biologique [7].

c.1) .Age des boues:

L'âge des boues A_b est un rapport entre la masse des boues présentes dans le réacteur et la masse journalière des boues extraite de la station. Cette notion d'âge de boue traduit la présence ou l'absence de germe nitrifications [7].

Tableau 1.1 :Les systèmes d'épuration

Appellation	Charge massique C_m (Kg DBO5/Kg.j)	Charge volumique C_v (KgDBO5/m ³ .j)	Agés des boues en jour	Rendement R d'élimination de la DBO5
Faible charge	$C_m > 0,15$	$C_v > 0,40$	10 à 30	$R \geq 90\%$ Nitrification possible
Moyenne charge	$0,15 \leq C_m < 0,4$	$0,5 < C_v < 1,5$	4 à 10	$R = 80 \text{ à } 90\%$ Nitrification possible aux températures élevées
Forte charge	$0,4 \leq C_m < 1,2$	$1,5 < C_v < 3$	1,5 à 4	$R < 80\%$

Avantages:

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.

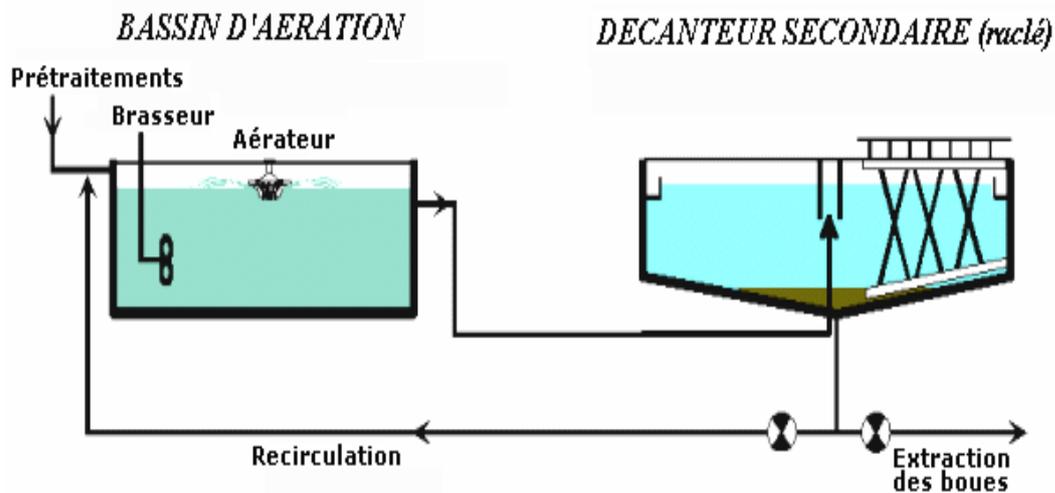


Figure I.11 : Traitement à boue activée à faible charge.

I.4.2.2) Les 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.

d) l'épandage :

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

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.

e) . Lagunage:

Le lagunage est une technique d'épuration qui met en œuvre des bassins naturels dans lesquels séjourne l'eau à épurer pendant une période plus ou moins longue. Ci- après on à les différentes variantes de lagunage [6]

e.1) Le lagunage naturel:

L'épuration est assurée grâce à un long temps de séjour, dans plusieurs bassins

étanches disposés en série. Le nombre de bassin le plus communément rencontré est de 3. Cependant, utiliser une configuration avec 4 voire 6 bassins permet d'avoir une désinfection plus poussée.

Le mécanisme de base sur lequel repose le lagunage naturel est la photosynthèse. La tranche d'eau supérieure des bassins est exposée à la lumière. Ceci permet l'existence d'algues qui produisent l'oxygène nécessaire au développement et maintien des bactéries aérobies. Ces bactéries sont responsables de la dégradation de la matière organique. Le gaz carbonique formé par les bactéries, ainsi que les sels minéraux contenus dans les eaux usées, permettent aux algues de se multiplier. Il y a ainsi prolifération de deux populations interdépendantes : les bactéries et les algues planctoniques, également dénommées "microphytes". Ce cycle s'auto-entretient tant que le système reçoit de l'énergie solaire et de la matière organique.

En fond de bassin, où la lumière ne pénètre pas, ce sont des bactéries anaérobies qui dégradent les sédiments issus de la décantation de la matière organique. Un dégagement de gaz carbonique et de méthane se produit à ce niveau.

e.1.1 Avantages et Inconvénients**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;
- taille > 100 EH;
- pas de réglage possible en exploitation;
- sensibilité aux effluents septiques et concentrés.

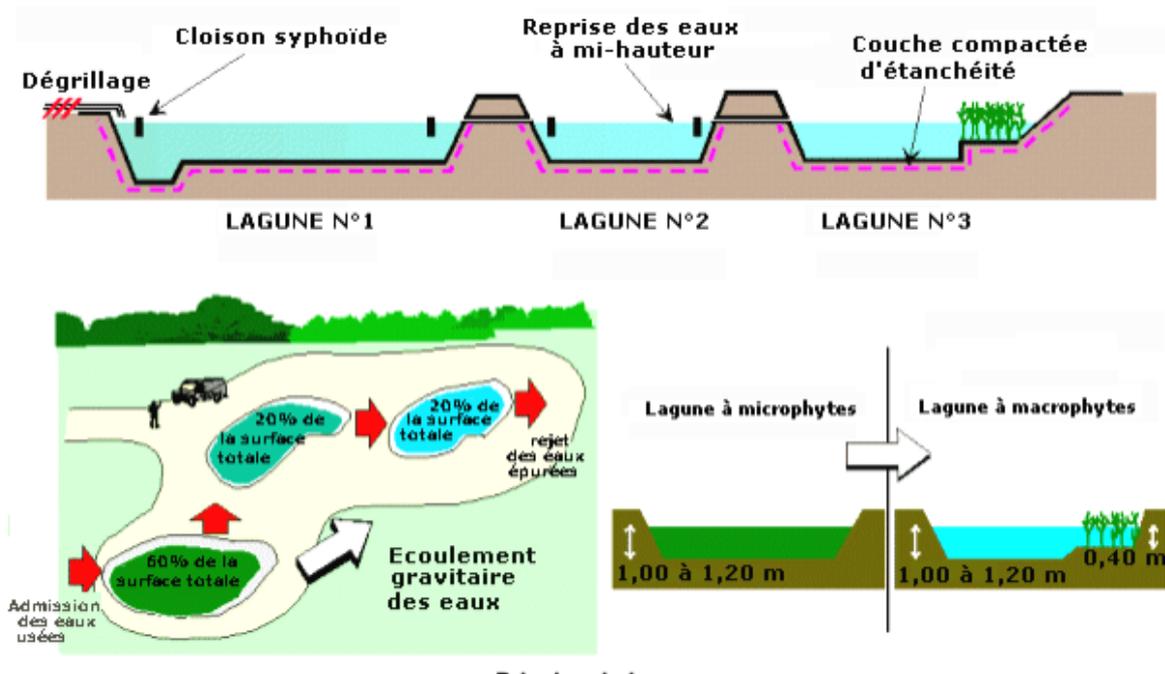


Figure I.12 : Le lagunage Naturel

e.1) Le lagunage aéré :

Regroupe l'ensemble des processus que peut subir une eau résiduaire en vue d'un traitement par oxydation forcée de la matière organique (insufflation d'air) et minéralisation des boues issues du traitement. Il succède à un lagunage primaire pour la décantation. C'est une succession de 3 (ou plus) bassins successifs peu profonds. L'oxygène

est apporté par des échanges avec l'atmosphère au niveau de la surface de l'eau et par la photosynthèse de micro algues. La pollution est détruite par les bactéries présentes dans l'eau, et certains germes par le rayonnement solaire. Fréquemment utilisé en communes rurales ou pour le traitement de la DCO d'origine agroalimentaire. Ce traitement biologique aérobie reste moyennement efficace, il élimine 80 à 90 % de la DBO et 20 à 30 % de l'azote. Il faut $\pm 10 \text{ m}^2$ pour traiter 60 g de DBO5 par jour, La durée du traitement peut aller jusqu'à 60 jours

I.5) Le 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 chlore, qui doit être appliquée avec des doses très fortes et des temps de contact longs. Mais il convient de signaler suite à cette opération, des toxiques pour la vie aquatique peuvent être formés, il faut donc procéder à une opération de déchloration avant le rejet.

A côté de la désinfection par le chlore, d'autres procédés existent également mais qui restent pratiquement inutilisables dans les domaines de l'épuration des eaux usées. Ceci 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. [18]

I.6) Conclusion

Ces différents procédés permettent d'obtenir une eau débarrassée d'une grande partie de ces polluants et des boues constituant un sous-produit de l'épuration. L'eau épurée peut enfin être rejetée dans le milieu naturel sans risque majeur. Pour notre étude, le traitement choisi est le lagunage aéré.

CHAPITRE II : Procédé d'épuration par le lagunage

CHAPITRE II : Procédé d'épuration par le lagunage

II.1) Historique du lagunage :

Il y a des siècles que des bassins sont employés pour accumuler et traiter les déchets d'origine animale ou domestique. Ces bassins où on laissait faire la nature, ont été utilisés par les romains, puis par les populations d'Europe centrale avant de se répandre depuis le début du XXème siècle dans de nombreux pays. La première lagune dans le monde date de 1901, elle est conçue dans la ville de San Antonio du Texas. Il s'agit d'un lac artificiel de 275 hectares, le bassin connu aujourd'hui sous le nom de "lac Mitchell", il est toujours en service.

A partir de 1920, on assiste à un large développement du lagunage à travers le monde (Etats unis, Canada, Australie, Suède). Toute fois pour la construction des différents bassins, il n'y avait aucun calcul, aucune étude préalable. On aménagea les lagunes en fonction de la topographie du sol existant et de configuration du terrain disponible.

En 1964, une enquête d'une organisation mondiale révèle que sur les 39 pays qui utilisent les bassins de stabilisation du monde seulement sept pays d'Europe utilisent le système d'épuration par lagunage (parmi lesquelles : Finlande, Pays bas, Roumanie).

En France, la première utilisation du lagunage naturel a été réalisée au Grau du Roi en 1965. Cette technique est restée marginale jusqu'en 1976, date à laquelle le ministère de la Santé lui accorda une reconnaissance officielle. Elle a trouvé dès lors un développement rapide : six installations seulement en 1975, mais 115 en 1980, 207 en 1985, 1800 fin 1987, plus de 2600 en 1993.

Les Etats unis détiennent le plus grand nombre d'installations de lagunage, en 1962, on en comptait environ 3250 et plus de 7500 en 1984 dont la moitié traite les eaux domestiques, le reste les rejets industriels.

En Algérie, les premières installations ne datent que d'une quinzaine d'années et restent encore peu exploitées. [18]

Tableau II.1 : Quelques stations d'épuration par lagunage en Algérie .

Station	Wilaya	Capacité	
		E	M ³ /jr
Station par lagunage naturel Kaf	Ghardaia	1	15
Step par lagunage naturel Sidi	Tlemcen	1	1
Station de lagunage naturel Oued	Mascara	2	2
Station par lagunage aéré Ghriss	Mascara	4	5
Station de lagunage naturel El Amria	Ain	3	4
Station de lagunage aéré Ain Nouissy-Yahi	Mostagan	2	2
Station de lagunage naturel	Mostaga	2	2
Station par lagunage aéré Moulay	Sidi Bel	1	833
Station de lagunage naturel Ain Ben	Nâama	2	1
Station de lagunage aéré Nâama	Nâama	3	4
Station par lagunage naturel Laâyoun	Tissemsilt	1	2
Station de lagunage aéré Sidi Amar	Saida	1	1
Station par lagunage naturel	Saida	6	1

Source : DRE de GHARDAIA.

II.1.1) Définition

Le lagunage est un procédé d'épuration qui consiste à faire circuler des effluents dans une série de bassins pendant un temps suffisamment long pour réaliser les processus naturels de l'autoépuration. Il est pratiqué dans les régions très ensoleillées, dans des bassins de faible profondeur. Le principe général consiste à recréer, dans des bassins, des chaînes alimentaires aquatiques (**Figure.II.1**). Le rayonnement solaire est la source d'énergie qui permet la production de matières vivantes par les chaînes trophiques. Les substances nutritives sont apportées par l'effluent alors que les végétaux sont les producteurs du système en matière consommables et en oxygène. [4]

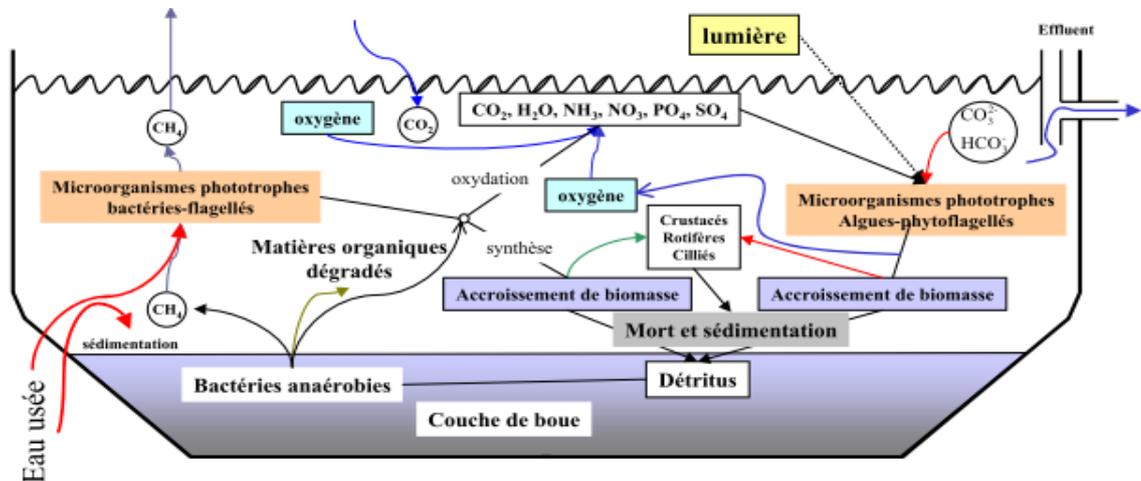


Figure II.1 : Cycles Biologiques d'une lagune.

Les bactéries assurent la part prépondérante de l'épuration et la microfaune contribue à l'éclaircissement du milieu par ingestion directe des populations algales et des bactéries.

Ce procédé simple demande des surfaces importantes car les temps de réactions sont très longs. Pour que le lagunage s'effectue dans les meilleures conditions d'aérobiose, tout en évitant les odeurs et la prolifération des insectes, il faut prévoir une décantation primaire des effluents. On empêche, ainsi, un colmatage rapide des bassins. Selon les régions, on peut traiter par ce procédé de 25 à 50 kg de DBO 5 par hectare et par jour. L'inconvénient majeur de ce type de procédé est le dépôt qui se produit à la longue et qui reste en phase anaérobie. [4]

Ce traitement demande des surfaces importantes avec des temps de séjour de l'ordre de 30 à 60 jours et une profondeur des bassins de 0.5 à 1.2 m.

II.1.2) Les différents types de lagunage

a) Le lagunage naturel:

a.1) Définition :

Le lagunage naturel est une technique de traitement biologique extensive des eaux usées domestiques.

Le principe des lagunes se base sur l'utilisation d'énergie naturelle. En effet, il consiste en un passage des eaux usées dans un système ouvert de bassin généralement trois.

Le processus d'épuration est dû à des organismes vivants (algues, bactéries, zooplanctons) qui prolifèrent et trouvent leur équilibre en fonction des conditions du milieu.

Ce système nécessitant des grandes surfaces, est bien adapté aux petites installations car le coût de construction, d'exploitation et de maintenance sont réduits. [8]

a.2) Dimensionnement :

D'une profondeur de 1.2 à 1.5 m au maximum et de 0.8 m au minimum (afin d'éviter le développement de macrophytes), avec un temps de séjour de l'ordre du mois, ces bassins fonctionnent naturellement grâce à l'énergie solaire. On peut obtenir un rendement d'épuration de 90 %. Ces procédés sont très sensibles à la température et sont peu applicables aux régions froides. [5]

Leur dimensionnement est généralement basé, pour un climat tempéré, sur une charge journalière de 50 kgDBO j-1, soit environ 10 m² par habitant.

La teneur en matière en suspension dans l'effluent traité reste élevée (de 50 à 150 mg L⁻¹). Aussi la DBO 5 en sortie est souvent supérieure à 50 mg L⁻¹

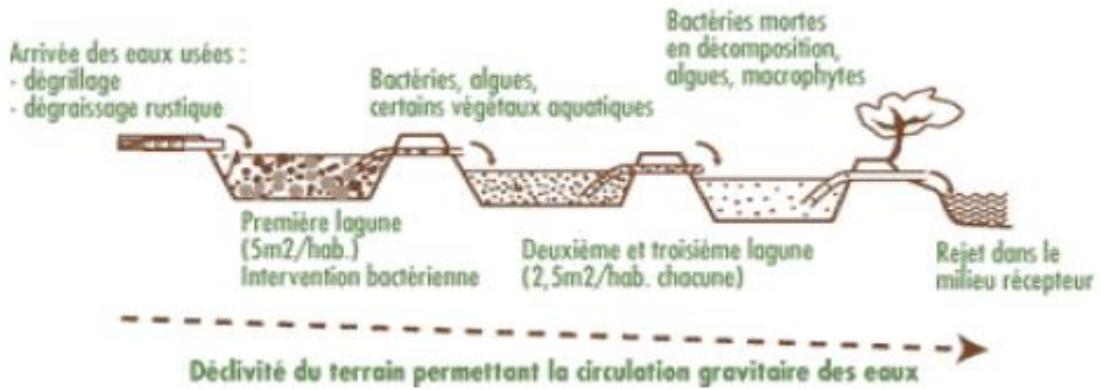


Figure II.2 : Procédé d'épuration Par lagunage.

b) Le lagunage aéré :

En fournissant l'oxygène par un moyen mécanique, on réduit les volumes nécessaires et on peut accroître la profondeur de la lagune. La concentration en bactéries est plus importante qu'en lagunage naturel. Le temps de séjour est de l'ordre de 1 semaine et la profondeur de 1 à 4 m. Le rendement peut être 80 % et il n'y a pas de recyclage de boues. L'homogénéisation doit être satisfaisante pour éviter les dépôts. [4]



Bord d'une lagune aéré



aérateurs de surface amarrés

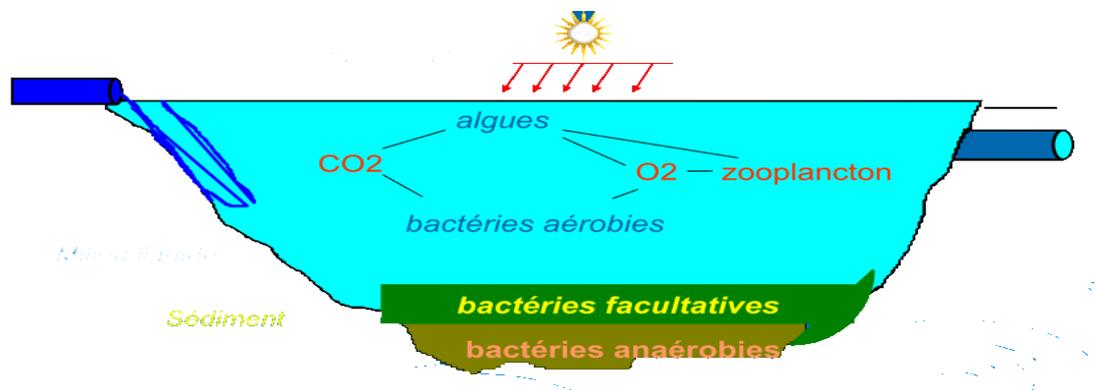


Figure II.3: Lagunes aérées.

Certains rejets industriels sont traités par ce procédé qui reste valable pour les produits organiques très lentement biodégradables. Ces rejets sont caractérisés par de faibles teneurs en MS et avec des DBO₅ dans la gamme 300 - 1500 ppm (Conserverie, Industrie Chimique (Phénols)). Le brassage est effectué par des turbines fixées sur des flotteurs amarrés au centre du bassin. [4]

b.1) Evolution de la matière organique en présence d'une masse bactérienne :

Lorsqu'on apporte des matières organiques dans un milieu microbien, et si celui-ci

n'est pas dépourvu en éléments nutritifs, on assiste à une évolution progressive de la masse microbienne suivant cinq phases principales.

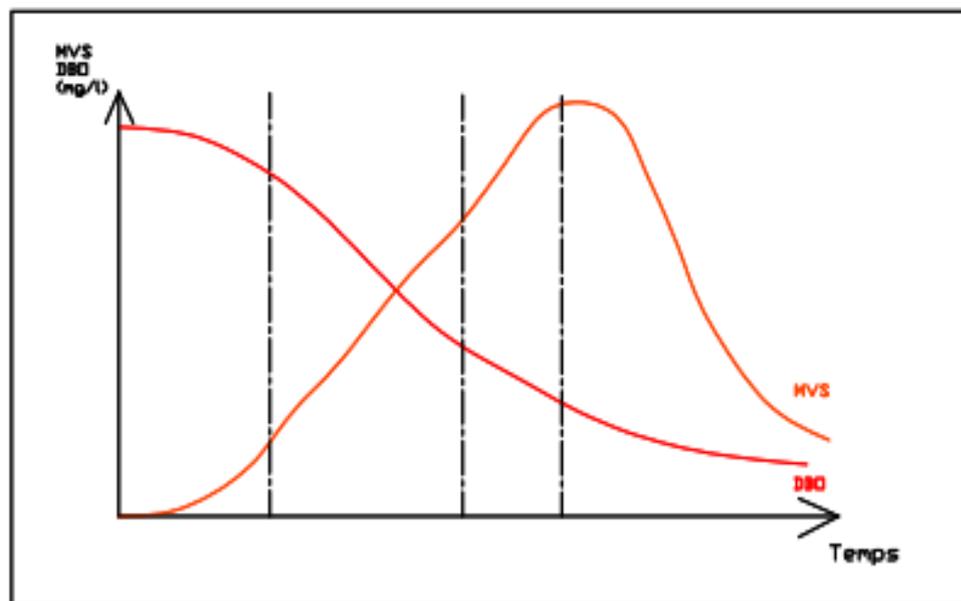


Figure II.4 : Progression de la masse microbienne.

✓ **Phase I : de latence**

Pendant laquelle les micro-organismes s'adaptent au milieu nutritif. La vitesse de croissance est nulle, la DBO 5 reste pratiquement constante.

✓ **Phase II : de croissance exponentielle**

Pendant cette phase, le milieu riche en nourriture, permet un développement rapide des bactéries. La consommation d'oxygène est élevée par suite de l'activité intense de synthèse cellulaire. Ainsi la DBO diminue rapidement par contre la masse des matières volatiles en suspension augmente et la masse d'oxygène présente dans le milieu décroît.

$$\frac{dX}{dt} = \mu X$$

X : La masse bactérienne présente au temps (t)

μ : Taux de croissance en j^{-1}

Par intégration de l'équation précédente, on aura : $x = x_0 e^{\mu t}$

X_0 : La masse bactérienne présente au temps t_0

✓ Phase III : de ralentissement

Cette phase est marquée par un appauvrissement du milieu en nourriture entraînant un ralentissement de la synthèse cellulaire. On observe alors un début de plafonnement de la masse de MVS

Cette phase est caractérisé par la relation suivant $S_f/S_0 = 1/(1+K''xT)$

S_f : Quantité de substrat final (DBO final)

S_0 : Quantité de substrat initial (DBO initial)

Phase IV : stationnaire

Les bactéries continuent à se diviser, mais en utilisant les réserves accumulées au cours des stades précédents. Et on a : $\frac{dX}{dt} = -bx$

dX/dt : Vitesse de disparition du substrat

b : Taux de mortalité

✓ Phase V : de déclin ou phase endogène

L'épuisement du milieu en matières organiques, provoque la mort de nombreux micro-organismes. Il se passe alors une auto-oxydation c'est la phase endogène.

L'oxygène apporté est utilisé par les bactéries pour leur propre transformation en produits finaux (CO_2 , H_2O , NO_2 ...).

b.2) Besoin en oxygène en lagunage aéré :

Le besoin en oxygène est fonction de la quantité d'oxygène correspondante aux besoins respiratoires, d'entretien de la masse bactérienne nécessaire à l'élimination de la matière organique.

L'équation des besoins en oxygène s'écrit :

$$qO_2 = a'L + b'Sa$$

Avec :

- . q_{O_2} : Le poids d'oxygène nécessaire (kg/j) ;
- . L : Le poids journalier de DBO à éliminer (kg/j) ;
- . S_a : Le poids de la matière organique des substances actives ; micro-organismes (kg) ;
- . a' : Coefficient représentant l'oxygène consommé à des fins énergétiques par unité de DBO éliminée ; $0,5 < a' < 1,5$ kg d' O_2 /kg DBO
- . b' : Coefficient correspondant au taux de respiration endogène des bactéries.
 $0,06 < b' < 0,1$ kg d' O_2 /kg de matières organiques

c) Le lagunage anaérobie :

Il n'est applicable que sur des effluents très concentrés et, le plus souvent comme prétraitements avant un étage aérobie. La couverture de ces lagunes et le traitement des gaz produits sont nécessaires vu les risques de nuisances élevés (odeurs).[4]

Dans la majorité des cas, les problèmes d'odeurs, liés aux faibles rendements obtenus, font que le lagunage anaérobie ne peut être utilisé dans les conditions réglementaires européennes.



Figure II.5: Lagune anaérobie.

Les temps de séjour sont souvent supérieurs à 50 jours. Les charges organiques appliquées sont de l'ordre de 60 kgDBO j⁻¹. Une profondeur importante (5 à 6 m) est en principe un élément favorable au processus.

Dans la réalité, la classification aéro-anaérobie des lagunes n'est pas superflue, car dans les zones amont ou profondes des lagunes aérobies, on observe souvent un fort déficit en oxygène. Un curage des bassins tous les 10 ans est nécessaire du fait de la production des boues. [4]

d) Lagune facultative :

Ce sont le siège d'un développement d'algues microscopiques qui en produisant de l'oxygène permettent à une population bactérienne aérobie de se développer, Cet écosystème, composé des bactéries anaérobies (partie inférieure), des bactéries aérobies et d'algues, est capable de réaliser un très bon niveau d'épuration.

Les lagunes facultatives sont plus profondes que les lagunes aérobies à microphytes, et elles comportent trois zones (**figure.II.6**). [6]

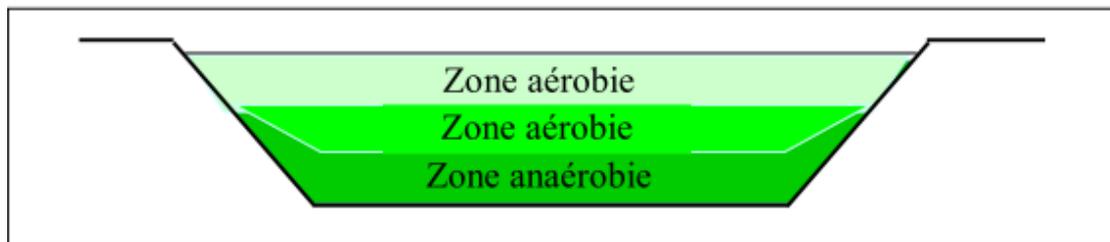


Figure II.6 : Lagune facultative.

Le système épuratoire combine une réduction des matières polluantes par dégradations bactériennes aérobies anaérobies et facultatives. Leurs dimensions sont environ conformes aux caractéristiques suivantes :

Tableau II.2 : dimensions de lagune facultative. [6]

Régime hydraulique	mélange alterné	
Surface ha	<4	
Fonctionnement	Série ou parallèle	
Temps de séjour	10	40
Profondeur (m)	0,9	1,2
Ph	6,5	10,5
Température de fonctionnement (°C)	0	30
Température optimale (°C)	20	

Charge massique DBO5 kg/ha.j	67	135
Charge massique DBO5 g/m ³ .j	6	16
Charge m ² /EH à 60 g/EH	9	4
Charge m ² /EH à 50 g/EH	7	4
Rendement DBO5 brute / filtrée		90 %
Rendement DBO5 brute / brute	70 %	80 %
Co-produits de l'épuration	Bactéries, algues, rotifères	
Concentration algale (mg/l)	40	100
Matières en suspension (mg/l)	80	140

e) Lagune à microphytes :

Ce sont des bassins d'une profondeur ne dépassant pas les deux mètres généralement, entre 1 m et 1.2 m où se développent des algues microscopiques, qui produisent l'oxygène dissous (O₂), permettant à une population bactérienne de s'installer, (**figure.II.7**). [6]



Figure II.7 : Lagune à microphytes.

f) Lagune à macrophytes :

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

Ces bassins sont caractérisés par une faible profondeur d'eau, variant de 0.3 à 0.6 m, suivant la nature des végétaux, (**figure.I.8**). [6]

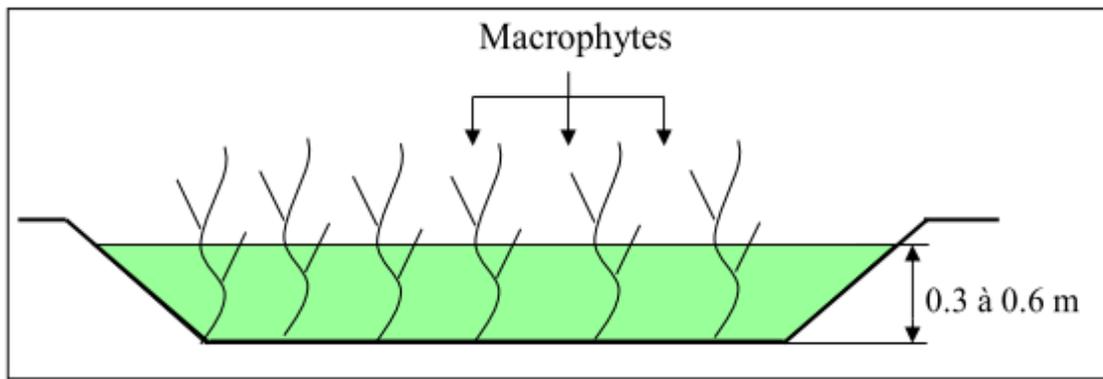


Figure II.8 : Lagune à macrophytes.

g) Lagune composite (mixte) :

Ce type de bassins fait associer une partie composée de microphytes et une partie plantée en macrophytes. Pour pouvoir assurer un faucardage régulier des végétaux, il faut bien dimensionner, aménager et localiser les zones plantées. [6]

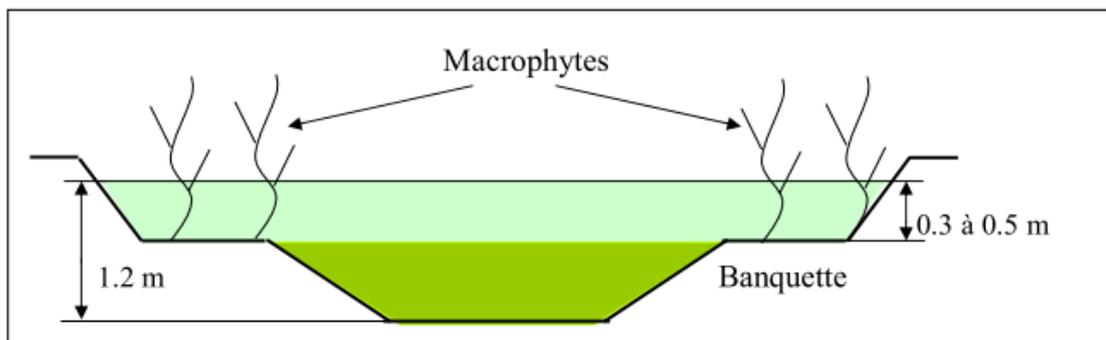


Figure II.9 : Lagune mixte.

h) Performances épuratoires globales

Les performances épuratoires généralement obtenues par ce procédé sont :

Tableau II.3 : Les performances épuratoires. [6]

Paramètre	Valeur en termes de concentration	Valeur en termes de rendement épuratoire
DBO5	30 à 60 mg O2/L	80 à90 %
DCO	75 à 150 mg O2/l	80 à90 %
MES	140 mg/l	70 %
NK	30 à 35 mg N/l	60 %
NGL	55 à 60 mg N/l	25à 60 %
PT	10 mg p/l	50 %
CTCF	10 ³ à 10 ⁴	(3 à 4) U log

	germes/100ml	
--	--------------	--

II.2) Avantages et inconvénients du lagunage

Beaucoup d'auteurs s'accordent à reconnaître les avantages et les inconvénients suivants :

Avantages

- Excellente élimination de la pollution microbiologique.
- Faibles coûts d'investissement et de fonctionnement.
- Très bonne intégration paysagère.
- Valorisations aquacole et agricole de la biomasse planctonique produite et des effluents épurés.
- Contribue au développement et à la diversification de la flore locale, ainsi qu'à la protection de la faune et de la biodiversité.
- Bien adapté au réseau unitaire.
- Bonne élimination de l'azote et du phosphore.
- Boues peu fermentescibles.
- S'adapte à des variations importantes de débits et de charge de pollution.
- Les pollutions accidentelles sont le plus souvent bien acceptées et dégradées.

Inconvénients

- Emprise foncière 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).
- Difficulté d'extraction des boues pour des stations de taille > 100 EH.
- Sensibilité aux effluents chimiques concentrés.

II.3) Conclusion

Après avoir vu les différents types de traitement par lagunage, on propose d'adopter le processus par lagunage aéré comme moyen de traitement pour le traitement des eaux usées de notre agglomération, et cela en raison du bon rendement épuratoire qu'il procure ainsi que la disponibilité du terrain d'implantation du projet

**CHAPITRE III :facteurs
influences l'épuration par
lagunage**

CHAPITRE III : Facteurs influençant l'épuration par lagunage**III.1) Introduction :**

Une fois qu'une eau est utilisée par l'homme ou l'industriel, elle est rejetée. On parle alors d'eau usée, dans les deux cas la règle est la même : il faut traiter une eau usée avant de la rejeter dans le milieu naturel

Une eau résiduaire est une eau contenant des rejets d'activités humaines, industrielles et agricoles qui peuvent provoquer ou accroître la pollution du milieu naturel dans lequel elle est rejetée. Cette pollution peut être provoquée par des matières en suspension, colloïdales ou en solution de nature organique ou minérale.

L'analyse des eaux usées est une phase importante pour la conception d'une station d'épuration, elle caractérise les paramètres de pollution de l'eau tels que :

- ✓ Mesure des débits.

a) Mesure de la température.

- ✓ Prélèvement des échantillons.
- ✓ Conservation des échantillons.
- ✓ Analyse des échantillons.

Il est impératif de procéder au prélèvement à différentes heures de la journée à plusieurs jours de la semaine Une évaluation représentative de la pollution d'une eau résiduaire doit avoir :

- ✓ Un prélèvement en période hivernale.
- ✓ Un prélèvement en période estivale.

III.2) Origines des eaux usées

Les eaux usées proviennent essentiellement des activités domestiques et industrielles ainsi que des précipitations et infiltrations ; ces catégories d'eaux usées sont communément appelées respectivement eaux domestiques, déchets industriels, eaux pluviale et eaux parasites.

a.1.1 Les eaux domestiques

Elles proviennent des habitations, issues des différents usages domestiques de l'eau. Véhiculées par le réseau d'assainissement jusqu'à la station d'épuration. Elles sont essentiellement porteuses de pollution organique, sels minéraux (azote, phosphore), détergents et germes fécaux.

Elles se répartissent en :

- eaux de vannes d'évacuation des toilettes ;
- eaux ménagères d'évacuation des cuisines, salles de bain ;
- eaux usées de lavages.

III.2.1) Les eaux d'origine industrielles

Les eaux usées industrielles sont celles qui proviennent des diverses usines de fabrication ou de transformation. Elles peuvent contenir des substances organiques ou minérales corrosives.

Les substances sont souvent odorantes, et colorées, et parfois toxiques et peuvent déstabiliser l'équilibre écologique des milieux récepteurs.

Les eaux évacuées par les industries sont :

- Les eaux de fabrication qui dépendent de la nature de l'industrie ;
- Les eaux de lavage des machines ;

Les eaux de refroidissement qui dépendent du taux de recyclage.

Elles peuvent contenir :

- Des matières organiques et graisses (industries agro-alimentaires) ;
- Acides, bases, produits chimiques divers (industries chimiques) ;
- Hydrocarbures (raffineries) ;
- Métaux (traitement de surface, métallurgique).
- Eau chaude (circuit de refroidissement des centrales thermiques).
- Matières radioactives (centrales nucléaires, traitement des déchets radioactifs).

Les usages industriels ont le choix entre trois possibilités :

- déverser leurs effluents directement dans le réseau d'égouts si l'autorisation leur est donnée par la commune
- traiter entièrement leurs effluents avant de les rejeter directement dans le milieu naturel récepteur ;
- effectuer un prétraitement en usine avant le rejet dans le réseau d'égouts

III.2.2) Les eaux de ruissellement

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

Les eaux pluviales constituent la cause de pollutions importantes des cours d'eau notamment pendant les périodes orageuses. L'eau de pluie se charge d'impuretés au contact de l'air (fumées industrielles), puis, en ruisselant, des résidus déposés sur les toits et les chaussées des villes (huile de vidange, carburants, résidus de pneus et métaux lourds...). La pollution entraînée est maximale en début de la précipitation et elle décroît fortement en cas de pluie persistante.

III.2.3) Les eaux du service public

Ce sont les eaux de lavage (marché, rues) des espaces publics qui sont recueillies par les ouvrages de collecte des eaux pluviales, sauf dans le cas d'un système unitaire ; elles sont évacuées avec les eaux usées domestiques.

Les autres besoins publics seront pris en compte avec les besoins domestiques.

III.2.4) Les eaux parasites

Elles proviennent des remontées des nappes sous-terraines ou des fuites des conduites d'alimentation en eau potable(AEP) ; ces eaux s'infiltreront dans les collecteurs et se mélangent aux eaux usées et les diluent ; ce qui influe par la suite sur le fonctionnement de la station d'épuration.

Les eaux parasites doivent être mesurées sur le réseau, mais en absence de valeurs mesurées la directive Allemande préconise de prendre un débit d'eau parasite compris entre 0,05 et 0,15 l/s/ha. On notera aussi qu'une densité moyenne de 100habitants par hectare, la ration s'établit entre 16 et 47 m³ /an/hab. [7]

III.2.5) 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 fertilisés, des produits phytosanitaires (pesticides) et des déjections animales (purins et lisier de bétail).

III.3) Facteurs influençant l'épuration par lagunage

On classera les facteurs influençant le lagunage comme suit :

III.3.1) Facteurs climatiques

L'épuration par lagunage est très influencée par les facteurs climatiques car ils jouent un rôle direct sur la dégradation des matières organiques contenues dans les eaux usées et sur la croissance des microorganismes. Ces paramètres sont cités ci dessous :

a) La température

La température est un paramètre important pour le fonctionnement des systèmes d'épuration dans la mesure où il peut influencer de différentes manières sur:

- La solubilité des sels et des gaz: Il est établi que la solubilité d'un gaz diminue pour une augmentation de la température. Ce phénomène est particulièrement important dans le cas de l'oxygène dissous;
- Aussi, plus l'eau est chaude, plus la concentration de saturation de l'oxygène devra diminuer, ce qui conduit à la diminution de la réserve d'oxygène mis à la disposition des micro-organismes intervenants dans les processus d'autoépuration;
- Sur la multiplication des micro-organismes, affectant ainsi l'épuration biologique.

La température optimale de production d'oxygène se situe dans les environs de 20°C, mais le lagunage fonctionne normalement avec une température comprise entre (5° et 35°) C. [13]

Un tableau relatif à l'influence de la température sur le lagunage a été dressé en 1983 par DRAKIDES il est représenté ci dessous :

Tableau III.1: Influence de la température sur le lagunage

Température (°C)	Activités
T < 5°C	Ralentissement très net de la croissance algale
T < 15°C	Développement maximal d'euglena, absence de chromatium (T < 15 °C au niveau des sédiments)
15 °C < T < 20°C	Développement maximal de chlorella et micratinium
20 °C < T < 25°C	Zone de développement maximum de chlamydomonas, thiocapsa abondant ainsi que les bactéries libres (augmentation des paramètres de pollutions)
T > 25°C	Algues vertes défavorisées au profit des Rhodobactéries

b) Le vent

Le vent contribue directement à l'aération des lagunes et à la bonne répartition de la température dans les bassins car il permet de renouveler la pellicule d'air située directement au voisinage de la surface de l'eau évaporant, et participe au échanges d'azote sous forme NO₃ et N₂.

Les vents ont un effet maximum sur les lagunes s'ils ne rencontrent pas d'obstacles sur 100 à 200m, c'est pourquoi les petits bassins sont mieux stratifiés que les grandes lagunes.

c) L'insolation

L'insolation est obligatoire à la photosynthèse qui est la principale source d'oxygène indispensable à la dégradation à la matière organique. Cependant les fortes intensités lumineuses ont une action inhibitrice sur les algues d'eaux douces quand elles dépassent 9270 lux.

On admet que les rayons lumineux de longueur d'onde comprise entre 400 et 700µm ont une pénétration en profondeur qui suit une loi exponentielle décroissante mais à condition que la masse d'eau soit homogène. Manière importante car elle

occasionne des pertes qui conjuguées aux pertes dues à l'infiltration, diminuent la quantité d'effluents à traiter et augmentent le temps de séjour. De ce fait les pertes (par évaporation et infiltration) doivent être prises en considération lors du dimensionnement des lagunes.

III.3.2) Les paramètres physicochimiques

a) L'oxygène dissous

La présence d'oxygène dissous dans l'eau est indispensable ; l'oxygène permet de maintenir plusieurs facteurs de la qualité de l'eau, notamment son goût, il est essentiel pour la survie de nombreux organismes aquatiques.

L'oxygène dissous dans l'eau peut provenir

- ◆ De la dissolution de l'oxygène de l'air par la diffusion à travers la surface ;
- ◆ De l'apport d'un affluent plus oxygéné, surtout dans le cas des rivières, et parfois même, d'une aération artificielle ;
- ◆ De la biosynthèse pour les plantes vertes aquatiques qui, sous l'effet de la lumière solaire, utilisent le CO₂ dissous dans l'eau grâce à leur fonction chlorophyllienne dans le cas du lagunage.

Les demandes maximales en oxygène dissous dans le lagunage sont de l'ordre de 20mg/l en période d'ensoleillement et peuvent atteindre les 30mg/l en climat extrême (en période hivernale).

La majeure partie de l'oxygène dissous produite est libéré vers l'atmosphère ou consommée sur place par les micro-organismes et seule une fraction est transférée vers la zone non éclairée. De ce fait l'excès d'oxygène en surface peut aussi être cause d'une auto inhibition algale avec changement de voie métabolique vers l' anaérobiose.

b) Le pH

Il exprime le degré d'acidité ou d'alcalinité des eaux usées. Ce paramètre joue un rôle primordial :

Dans les propriétés physico-chimiques (acidité, agressivité) ;

Dans les processus biologiques, dont certains exigent des limites de pH très étroites se situent entre 6,5 et 8,5 (unité PH). La vitesse de nitrification est influencée par le PH. Le PH

optimum pour la nitrification se situe entre 7.2 et 9, alors que pour la dénitrification, il est compris entre 6.5 et 7.5.

Remarque PH acide au niveau des dépôts(au fond des bassins) indique une insuffisante stabilisation , associée à la hauteur élevée des dépôts, nous informe alors sur les moments préférables d'une extraction, pour diminuer les contraintes olfactives. [13]

c) Les nutriments

Parmi les éléments présents dans l'eau, deux sont très importants parce qu'ils sont indispensables à la synthèse des micro-organismes et des végétaux dans le milieu aquatique. Il s'agit de l'azote N et du phosphore P assimilés généralement par les plantes sous forme de nitrates NO_3^- et de phosphates PO_4^{3-}

d) L'azote

L'azote est présent dans les matières organiques complexes (les protéines des déchets alimentaires), ainsi que dans les micro-organismes et dans l'ammoniaque NH_4^+ issus de nos déchets fécaux.

L'azote se présente sous les formes suivantes : Azote organique dissous, ion ammonium, nitrite, nitrate, composés gazeux dissous (N_2 , NO , N_2O) et protéines .Le phytoplancton existant en lagunage utilise préférentiellement l'azote sous forme d'ammonium.[15]

L'azote entrant dans les lagunes peut être d'origine diverse que l'on peut classer en deux groupes :

- ✓ Origine anthropique : rejet urbains et industrielle ;
- ✓ Origines naturelle : atmosphérique.

Les apports atmosphériques sont généralement faibles. La charge externe est donc liée principalement à l'activité anthropique, en fonction des caractéristiques du milieu considéré, une partie de l'azote entrant dans le système aquatique sera évacuée vers l'atmosphère sous des formes gazeuses ou véhiculée par les eaux épurées.

e) Le phosphore

L'origine du phosphore dans les eaux usées est déduite de la connaissance des sources de phosphore naturel et de son utilisation. Elle est multiple. Le phosphore provient :

- ✓ du métabolisme humain : un homme excrète entre 1 et 2 grammes de P par jour. Il s'agit de l'apport principal en phosphore dans les cours d'eau.
- ✓ des produits lessiviels et de nettoyage : 1 à 2 grammes de P par jour et par habitation.
- ✓ des rejets industriels : les effluents d'industries agro-alimentaires, d'abattoirs, de laveries industrielles, d'industries de traitement de surface et d'industries chimiques spécialisées. Ils véhiculent une quantité de composés phosphorés équivalente à celle des eaux usées domestiques, pour des régions relativement urbanisées.

Les rejets agricoles ou d'origine naturelle sont retenus dans les sols et ne se retrouvent pas dans les eaux usées. Les eaux de surface peuvent éventuellement en contenir en raison de l'érosion et du ruissellement entraînant des particules de sol dans les cours d'eau

Les phosphates sont essentiellement assimilés sous la forme d'orthophosphates par les végétaux chlorophylliens. Les algues ont en effet besoin de 10 à 20 fois plus de phosphates que d'azote. Toutefois, même dans les meilleures conditions climatiques et en périodes de photosynthèse intense, le phosphore sous la forme PO_4^{3-} sera excédentaire et exporté vers le milieu récepteur. Une certaine fraction du phosphore organique est réfractaire, elle se dépose sous forme de boues.

Les principales causes d'abattement du phosphore sont généralement attribuées aux phénomènes suivants :

- ✓ Sédimentation du phosphate minérale détritique.
- ✓ Précipitation avec des composés inorganiques ;
- ✓ Assimilation directe du phosphate par des organismes vivants
- ✓ Adsorption directe du phosphate dissous sur des particules de sédiment En absence d'oxygène, les cellules relâchent le phosphore dans le milieu extérieur, alors qu'en

phase aérée, elles l'accumulent sous forme de polyphosphates. Soumise à cette alternance de phase, les boues adaptées parviennent à piéger des quantités importantes de phosphore; le phosphore n'est donc pas détruit. Il est extrait avec les boues. [12]

f) Le carbone

Le carbone est un élément essentiel car il est à la base de la synthèse organique, Dans l'eau, on le trouve principalement sous deux formes : [12]

- Organique issu de la pollution admise
- Inorganique (CO_2 , CO_3^{2-} , HCO_3^-)

Les principales sources de CO_2 proviennent :

- Des échanges avec l'atmosphère à travers l'interface air-eau, en faible proportion car sa diffusion dans l'eau est lente.
- La plus grande partie de CO_2 est produite in situ par le métabolisme bactérien.

En effet, on peut considérer qu'il apparait une mole de CO_2 par mole d'oxygène consommée au cours de la dégradation bactérienne des matières organiques. [12]

La concentration du milieu en dioxyde de carbone conditionne l'activité photosynthétique des algues, c'est ainsi que les algues vertes supportent des teneurs en CO_2 inférieures à 10μ moles/l. La croissance des algues à partir du CO_2 dissous a pour effet de déplacer le pH des eaux des bassins vers les forts pH. [12]

g) Le temps de séjour

Le temps de séjour est la durée nécessaire pour que les eaux usées soient épurées. Cette période est supérieure ou égale au temps de traitement des eaux dans les lagunes.

Le temps de séjour est plus important en hiver qu'en été du fait que le débit pluvial s'additionne au débit à traiter d'une part et de la diminution de la quantité des eaux évaporées par rapport à la période estivale d'autre part.

h) La conception géométrique

Il est noté que la conception géométrique qui s'impose dans la réalisation des lagunes se présente comme suit : [14]

- Une faible profondeur de 1 à 1.5m pour l'ensemble des bassins sauf pour le premier qui doit être plus profond pour éviter le colmatage.

- Eviter le non compartiment des bassins de plus de 2 ha pour palier au problème de zonation.
- Eviter les formes allongées du bassin de tête et prévoir une alimentation près du fond et dans le premier tiers du parcours de l'eau, pour que la charge et les sédiments soient mieux distribués.
- La forme doit être hydrodynamique pour faciliter la circulation des effluents et éviter les zones mortes et de court circuit et favoriser ainsi la dilution par un écoulement permanent, sans zones préférentielles ou non renouvelées.

III.3.3) Les paramètres microbiologiques

a) Les phytoplanctons

Ce sont des plantes microscopiques qui, en présence de lumière, grâce à leur activité photosynthétique due à la chlorophylle contenue dans leurs tissus, utilisent les substances minérales et le gaz carbonique rejetés par les bactéries, pour édifier leur matière et produire de l'oxygène. [14]

Il s'agit des algues bleues, vertes, brunes et des eugléniens. Selon la saison, et la valeur des paramètres du milieu, certaines familles se développent plus que d'autres. [14]

Ce sont les phytoplanctons qui donnent la couleur verte de l'eau, surtout dans les derniers bassins de lagunage. Ces algues ont une capacité de stockage des nutriments comme l'azote, phosphore, silice et vitamines, leur permettant de se développer trois à quatre jours sans apport nutritif, alors qu'elles peuvent se gorger rapidement lorsque les éléments nutritifs disponibles sont en excès par rapport à leurs besoins métaboliques immédiats. [14]

A leur tour, dans le cycle alimentaire de l'écosystème, elle constitue la nourriture des organismes de niveau supérieur dans la chaîne, c'est-à-dire le zooplancton.

Le tableau ci-dessous représente les espèces algales qu'on peut trouver au niveau d'une lagune.

Tableau III.2: Espèces algales rencontrées dans les lagunes.

Types d'algues	Caractéristiques
Chlamydomonas Chlorelles Euglenes	Algues vertes adaptables à toutes les conditions du milieu apparaissent donc les premières
Oxillatoria Pharmidium Annaebaena	Algues bleues, vertes se développent en été.
Chrysophycées	Algues brunes

Il est à noter que les algues bleues, verts appelées également cyanobactéries notamment les espèces Oxillatoria et Annaebaena sont responsables de la production de deux familles de toxines : hépatatoxines et neurotoxines qui sont très toxiques et peuvent contaminer le milieu récepteur provoquant une conséquence défavorable sur la santé publique. [14]

En 1983, DRAKIDES, faisant l'analyse de la composition planctonique en période estivale sur des lagunes situées dans l'Hérault, le Gard et l'Aube, abouti aux résultats qui sont représentés dans le tableau II.3.

Tableau III.3: les espèces algales rencontrées dans les lagunes en fonction de la charge organique appliquée.

Espèces algales	Charges organique appliquées (kg DBO5/ha/j : C_e)
Chlamydomonas	Se développent dans les bassins de tête en surcharge : $200 < C_e < 400$
Chlorelles	Du premier au troisième bassin $50 < C_e < 200$
Micratinium	$150 < C_e < 200$
Scene desmus	$50 < C_e < 120$

b) Les zooplanctons

Il s'agit d'une faune microscopique (de quelques dizaines de micron à quelques millimètres) se nourrissant de bactéries, de phytoplancton, de matière organique et parfois de jeunes larves d'insectes. [9]

Citons par ordre de taille croissante :

- les protozoaires, résistants aux basses températures ;
- les rotifères atteignant des densités de 700.000 individus au litre ;
- les copépodes, petits crustacés, très intéressants pour l'aquaculture ;
- les cladocères, crustacés aussi, surtout des daphnies faciles à collecter et très abondantes à la belle saison.

b.1) Les protozoaires

Nom donné aux organismes unicellulaires apparentés au règne animal, certains vivent en colonies. Leur longueur varie entre 2 et 70 microns. Les protozoaires se nourrissent en ingérant des bactéries, des déchets excrétés par d'autres organismes, des algues ou d'autres protozoaires. [14]

Ils constituent le seul zooplancton hivernal réellement abondant dans les derniers bassins de lagunage. Ils sont surtout bactériophages, représentés notamment par les VORTICELLA, URONEMA, PARAMECIUM, ..., [etc. et](#) algivores représentés par HATENIA.

b.2) Les métazoaires

Ces organismes pluricellulaires, d'une complexité plus grande, sont représentés dans les derniers bassins de la station de lagunage sous trois groupes dominants :

b.3) Les rotifères

Ce sont des vermidiens microscopiques de 200 µm à 1 mm de forme très hétérogène. Ils représentent plus de 2 000 espèces regroupées en 22 familles. Le petit millier de cellules constituant leur corps a permis malgré leur taille très réduite, la constitution d'un organisme très complexe avec oeil, oesophage, coeur, estomac, intestin... mais sans tête ni membre. [14]

b.4) Les copépodes

Ce sont des petits crustacés (de 0,5 à 4 mm.) présent à la surface de l'eau qui sont de très efficaces prédateurs : ils se nourrissent des phytoplanctons, des jeunes larves d'insectes et des cladocères... etc.

Dans les eaux douces, on peut distinguer deux principaux groupes de copépodes

- les Calanoïdes phytoplanctonivores à longues antennules
- Cyclopoïdes à courtes antennules (zoo-planctonivores pour les plus gros).

La reproduction est sexuée. La fécondation s'effectue dans des sacs (1 sac chez les Calanoïdes et 2 chez les Cyclopoïdes) portés par les femelles, donnant naissance de 1 à 30 larves par sac.

b.5) Les cladocères

Ce sont des petits crustacés herbivores et détritivores de 0,2 à 3 mm. Ils jouent un rôle important dans la station de lagunage et particulièrement dans les derniers bassins pour diminuer le taux de matière en suspension (filtration de la biomasse phytoplanctonique) et ainsi augmenter la luminosité.

Cependant, leur mode de nutrition et leur respiration a tendance à diminuer le taux d'oxygène dissout, leur taille relativement importante (facilitant leur pêche) et leur richesse protéique font des cladocères des organismes facilement valorisables en aquaculture.

c) Les bactéries

Les bactéries sont des micro-organismes unicellulaires et procaryotes (une seule cellule sans noyau). Elles se reproduisent généralement par une simple division cellulaire et sont capable de résister à des conditions défavorables sous forme de spores. Ce sont les plus anciennes formes de vie mais aussi les plus abondantes car ils ont réussi à coloniser tous les milieux.

Les bactéries jouent un rôle capital dans le cycle des éléments, Ces bactéries décomposent, en effet, les matières mortes en éléments qui les constituent, créant ainsi des nutriments disponibles pour les plantes. Mais certaines substrats ne sont pas dégradables par les bactéries tels que les phénols, les hydrocarbures.

En effet, dans une lagune, les parties superficielles riches en oxygène dissous

contiennent des bactéries aérobies strictes ou facultatives. Ces derniers peuvent se développer dans les eaux usées en absence d'oxygène dissous.

Dans la partie aval, particulièrement oxygénée, apparaissent des bactéries autotrophes du cycle de l'azote qui réalisent la nitrification, alors qu'au fond des bassins (milieu anaérobie), on y trouve des bactéries anaérobies strictes ou facultatives qui transforment les matières organiques en méthane (C H₄) et réduisent les sulfates en sulfures.

La flore bactérienne est composée principalement de bactéries saprophytes en bâtonnets et Gram négatif. Les genres les plus communs sont *Achromobacter*, *Pseudomonas* et *flavobactérium* qui constituent environ 80% de la flore bactérienne totale et de 10 à 20% de coliformes et spores de type *bacillus*. En effet, dans 100 ml d'effluent, on trouve en moyenne

- 10⁸ coliformes totaux ;
- 10⁶ coliformes fécaux ou thermo-tolérants
- 10⁵ streptocoques fécaux ;
- 10² salmonelles.

Dans le cas d'un passage en anaérobiose provoquée par exemple par une élévation de température de 30 °C, il y a apparition d'espèces réductrices de types *Rhodobacterium* et *clostridium* qui donnent à l'effluent une coloration rougeâtre.

En ce qui concerne les germes pathogènes, ils ont fait l'objet d'études particulières assez nombreuses et tous les travaux consacrés à ce problème concluent sur les résultats satisfaisants obtenus en lagunage vis-à-vis de la destruction de ces germes pathogènes. [13]

d) Les sédiments

La formation des sédiments est due à la décantation des matières en suspension ainsi qu'au phytoplancton, donc ils sont composés de particules abiotiques organiques et inorganiques et de biomasse, sachant que la plus grande partie des matières organiques est dégradée dans la partie supérieure de la profondeur d'eau de la lagune, on conclue que les MO décantées sont souvent difficilement dégradables telle que la phytine composé de phosphore organique.

d.1) Rôle des sédiments

Ils ont un rôle épurateur important en interviennent au niveau du stockage (à faible température) et du relargage (pour des température supérieure à 15 ° C); ce qui leur permet de fonctionner comme des pièges pour la matière organique mais aussi de réintroduire dans les eaux de nombreux éléments minéraux et composés organiques solubles qui sont alors disponibles pour la flore algale et bactérienne.

d.2) Activité des sédiments

En présence d'oxygène la minéralisation est très rapide au niveau de l'interface eau/sédiments, et on estime que ($80 \pm 10\%$) des MO sont facilement dégradables, et seule la fraction difficilement dégradable qui sédimente.

Un écosystème avec une température des sédiments élevée présente un abattement de la demande chimique en oxygène (DCO) plus important que le système à basse température des sédiments alors que c'est l'inverse qui se produit pour les nutriments. D'autre part, selon de nombreux auteurs, le rendement en gaz est plus important à haute température qu'à basse température.

Le rôle des sédiments dans l'élimination de l'azote ainsi que la quantification du flux d'ammonium des sédiments vers l'eau surnageant et l'évaluation des pertes d'azote par dénitrification restent une préoccupation actuelle.

III.4) Conclusion :

On constate dans ce chapitre que l'épuration par lagunage consiste sur tout un écosystème qui est influencé par des facteurs climatiques, physicochimiques, et microbiologiques qui rendent la qualité de l'épuration variable selon leurs variations saisonnières ou arbitraires

CHAPITRE IV : Etude de faisabilité de la lagune

CHAPITRE IV : Etude de faisabilité du lagunes

IV.1) Introduction

Cette étude permet de choisir, a priori le meilleur site d'implantation des lagunes, dans la mesure où le site n'est pas imposé dès l'origine. Sur ce point, on recherchera à implanter la filière de lagunage en contrebas de l'arrivée centralisée des effluents pour favoriser une alimentation gravitaire des différents étages. De même, le respect des distances réglementaires par rapport aux tiers, aux cours d'eau, aux puits... peuvent imposer le lieu d'implantation à une zone restreinte.

IV.2) Etude hydroclimatologique

L'étude hydro-climatologique porte sur l'évaluation des paramètres qui influencent de près la conception et le dimensionnement des lagunes, cette étude nécessite plusieurs données climatiques importantes :

IV.2.1) Le vent

Il faut étudier l'intensité et la direction des vents dominants sur le site de la station pour exploiter au maximum leur contribution à l'aération des lagunes, et de prévenir leur effet néfaste comme la dégradation des digues par battillage et l'entraînement des odeurs vers les centres urbains.

IV.2.2) La température

L'un des plus importants facteurs influençant directement le fonctionnement des lagunes et le développement des algues. Les moyennes mensuelles sont connues pour les dix dernières années (2002-2013) (voir figureV.2).

IV.2.3) L'évaporation

Prévenir les périodes optimums d'évaporation qui diminue les débits d'effluents à traiter et augmente la charge à l'hectare.

IV.2.4) La pluviométrie

La pluviométrie doit être également connue pour la détermination des hauteurs des digues afin d'éviter tout risque d'inondation de la station .

IV.3) Etude hydro-chimique

Cette étude porte sur la nature et la qualité des effluents à traiter pour bien déterminer les performances épuratoires qu'il faut atteindre avant le rejet dans le milieu récepteur.

IV.3.1) La population

Elle doit être déterminée avec précision, qu'elle soit raccordée au réseau ou raccordable ultérieurement, qu'elle soit sédentaire ou saisonnière suivant les périodes (été, hiver). [10]

IV.3.2) Le débit

Le volume journalier par habitant peut être estimé en fonction de la quantité d'eau potable utilisée. Généralement le volume de rejet est pris égale à 80% de la quantité d'eau potable, il est, en principe, compris entre 150 et 200 litres par habitant et par jour. [10]

IV.3.3) La charge organique

Exprimée en DBO 5 , elle intervient dans le dimensionnement des installations; elle doit être connue avec précision. [15]

IV.3.4) La concentration bactérienne

Elle varie peu, dans 100 ml d'effluent, on trouvera en moyenne, 10^8 coliformes totaux, 10^7 coliformes fécaux, 10^6 streptocoques fécaux, 10^2 salmonelles. Le lagunage naturel permet un abattement considérable des concentrations en bactéries (de 10^4 à 10).

IV.3.5) Le réseau

Le type de réseau de raccordement a un impact sur la qualité des effluents, car les effluents concentrés provenant des réseaux séparatifs sont les plus adaptés à ce traitement, ceux amenés par un réseau unitaire ne sont pas à exclure, à condition de bien dimensionner les bassins.

IV.4) Etudes sur le terrain

Une fois qu'on a examiné les contraintes relatives aux facteurs climatiques, à la nature du réseau et la qualité de l'effluent.

On passe aux contraintes dues au site en effectuant une étude préalable des sols essentiellement pour déterminer leurs perméabilités dans la mesure où ils peuvent être mis en œuvre pour la réalisation des lagunes, en effet, il s'agit des études suivantes:

IV.4.1) La topographie

Il faut, plutôt choisir un terrain plat qu'un terrain accidenté. Il est nécessaire de posséder un plan topographique à l'échelle 1/500^e ou mieux 1/200^e, tant au stade des études préliminaire que du projet.

- * Au stade des études préliminaires, il permet d'implanter les travaux de reconnaissance, de relier toutes les observations et étudier l'hydrographie du site.
- * Au stade du projet, il permet notamment d'apprécier la surface du sol nécessaire, et de rattacher les lagunes à leur environnement (au lit d'une rivière, aux autres ouvrages du dispositif d'assainissement, à l'exutoire...).
- * L'étude du plan topographique peut conduire à l'abandon du site et permet de préciser les conditions de réalisation du chantier.

IV.4.2) La géologie

La géologie du site peut être étudiée dans une première approche à partir d'une carte géologique locale, il s'agit alors de préciser et repérer les affleurements rocheux et de noter leur caractéristiques.

On essaie ensuite, de les relier entre eux, lorsqu'aucun affleurement ne peut être observé, il faut se contenter d'étudier la nature du sol en surface et de noter ses variations ainsi que celle de la végétation. Cette base minimale permet de définir les zones les plus favorables à la construction des lagunes, les conclusions portent en principe sur : [2]

- La présence ou non de bloc pouvant gêner les travaux et la profondeur du substratum rocheux.
- Les risques de fuites dans les terrains et la roche du substratum.
- La position des zones humides ou des sources.
- La nature des matériaux du site.
- La nature des matériaux exploités dans les carrières voisines et susceptibles d'être utilisés.
- L'existence des zones meubles plus aptes à servir de ballastières.

IV.4.3) L'étude géotechnique

C'est, généralement, l'étude la plus importante, faite à la demande et sous la responsabilité du maître d'œuvre.

Dans le cadre de l'étude de faisabilité, on pourra se contenter de réaliser quelques trous à la tarière pour pouvoir apprécier la nature du sol. Ceci permet, également, de vérifier la bonne homogénéité du terrain.

Toutefois, les sondages à la tarière sont longs à effectuer et apportent, en définitif, peu de renseignements utiles.

a) Les essais géotechniques effectués au laboratoire

a.1) L'analyse granulométrique :

Elle est évaluée par tamisage pour les éléments de taille supérieure à 0.08mm et par sédimentométrie pour les éléments plus fins. Cet essai permet de situer la classe du sol (sable, limons, argile).

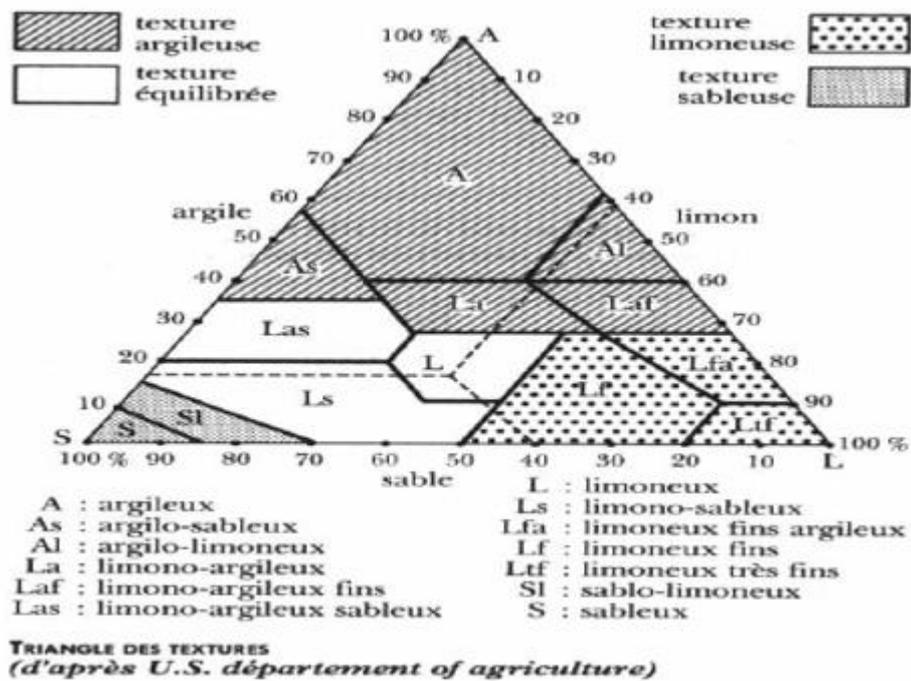


Figure IV.1 :Le triangle textural

a.2) La teneur en eau naturelle :

Nous donne une idée sur l'état de saturation du sol en place, et de son aptitude au compactage.

Ce sont les teneurs en eau correspondant à un changement d'état (liquide et solide) des argiles, ces valeurs faciles à déterminer, permettent de préciser le comportement du sol au compactage.

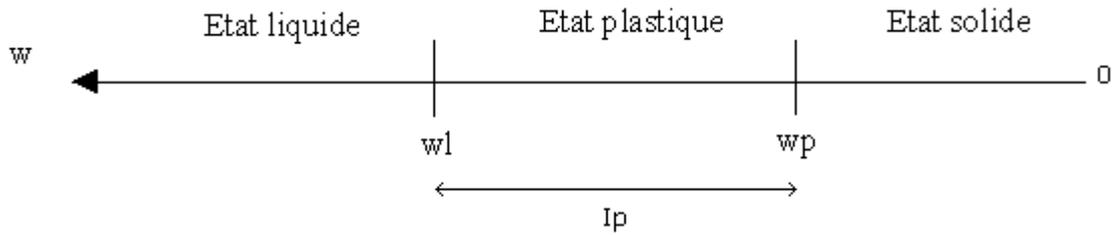


Figure IV.2 : principe de limite ATTERBERG

a.3) La teneur en matière organique :

Les fortes teneurs en MO risquent d'entraîner des tassements importants, des dégagements de gaz par fermentation avec possibilité de soulèvement d'une éventuelle géomembrane.

a.4) Essai de compactage Proctor :

Cet essai permet de déterminer la teneur en eau optimale qui donne la meilleure densité au compactage pour une énergie donnée et une densité sèche maximale correspondante.

IV.4.4) L'hydrogéologie et l'hydrographie

Cette étude nous permet de connaître le niveau de la nappe et ses fluctuations pour pouvoir estimer les risques de contamination des eaux souterraines surtout si la nappe est exploitée. [2]

De plus, les travaux de réalisation des lagunages sont aussi gênés par la proximité de la nappe, donc cette étude est importante et traite deux critères de faisabilité du lagunage :

- La perméabilité du sol.
- La présence ou non d'une nappe superficielle.

La perméabilité du sol : nous permet de mettre en évidence la perméabilité des terrains et de dégager les zones les plus perméables à une profondeur de 3m (profondeur d'ancrage des bassins). La valeur favorable du coefficient de perméabilité pour des bassins de lagunage est de l'ordre de 10^{-8} m/s (valeur déterminée par l'équation de DARCY $Q=K.S.I$)

[3]

Avec :

- Q : débit d'infiltration admissible mm/j.
- S : la surface du bassin

- I : gradient hydraulique vertical supposé unitaire.

Les résultats de cette étude définissent les travaux d'étanchéité à effectuer, dans le cas où les terrains sont perméables (sables, tourbes,...), un apport d'argiles compactées ou la mise en place d'une géomembrane doit être envisagé.

Etude piézométrique : l'étude piézométrique de la nappe phréatique, doit être effectuée au cours de l'année hydrologique ou au moins pendant les périodes des hautes et basses eaux. Elle permettra ainsi, de connaître la profondeur de l'eau par rapport à la surface du sol, et de déterminer les fluctuations de la nappe et de sa recharge. Ce dernier paramètre nous permet de déterminer la vulnérabilité de la nappe surtout si elle est exploitée.

L'étude piézométrique permet également de connaître les relations entre les aquifères plus profonds et mettant en évidence la possibilité d'un entrainement de pollution vers ces derniers en cas d'une éventuelle contamination provoquée au niveau de la nappe superficielle.

IV.5) Conclusion :

Ces études minimales permettent de choisir le site d'implantation le plus approprié, en se rappelant qu'une lagune bien conçue s'intègre parfaitement au paysage et n'entraîne pas de nuisances olfactives. Si les premiers éléments semblent favorables, la deuxième étape peut être programmée en indiquant la localisation des sondages à réaliser sur la zone d'implantation des bassins de lagunage.

CHAPITRE V : Présentation de la zone d'étude

CHAPITRE V: Présentation de la zone d'étude

V.1) Introduction

Pour réaliser un projet de dimensionnement d'une station d'épuration, il est indispensable de faire des enquêtes, des investigations et regrouper toutes les données de base concernant la ville, le site et les rejets et faire un bilan de la charge polluante.

V.2) Présentation de la zone d'étude :

La station de traitement des eaux usées par lagunage de la ville de Guerrara ce situe au sud est de cette dernière à environ 7 Km du chef-lieu dont les coordonnées approximatives sont X = 591 000 m ; Y = 3 860 800 m ; Z = 354.50 m,

Cette agglomération déverse actuellement ses eaux brutes dans l'oued de MECHTI.

La délimitation de la zone d'étude dépendra essentiellement :

- De la région à assainir qui est l'agglomération urbaine de
- Du site d'implantation de la future station d'épuration
- Du milieu récepteur
- Des terres qui pourront être irriguées à partir de l'eau épurée
- Du lieu de traitement ou de dépôt des déchets qui seront issus de la future station d'épuration (boues, refus de dégrillage, dessablage et déshuilage)

La ville de Guerrara est distante de la Wilaya de GHARDAIA de 113 km . Guerrara , chef-lieu de commune et de daïra s'intègre dans la wilaya de GHARDAIA.

V.3) Situation géographique:

La ville de Guerrara est située dans le Sahara septentrional central . Elle se trouve à 32° 47' de l'attitude Nord et à 4°30' de longitude Est d'une superficie de 2900 Km², elle se localise sur le chemin wilaya 33.

La commune est limitée :

- Au nord par la commune Guettara (Wilaya de DJELFA)
- Au sud par la commune Zelfana
- A l'ouest par les communes Berriane et El Atteuf
- A l'est par la commune El Hadjira (Wilaya de OUARGLA)

Administrativement, la zone en question est Guerrara est distante de la Wilaya de GHARDAIA de 113 km . Guerrara , chef-lieu de commune et de daïra s'intègre dans la wilaya de GHARDAIA.

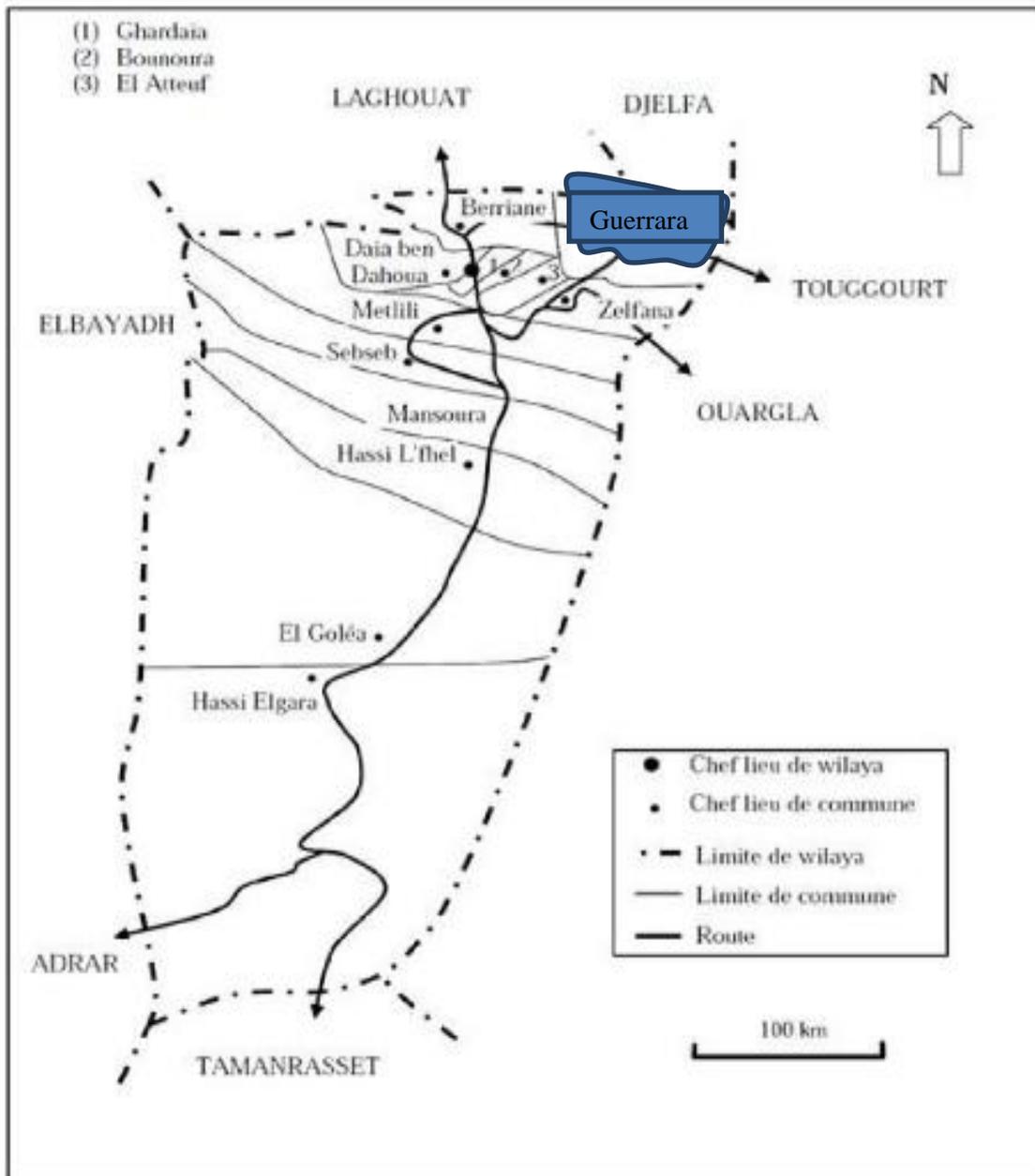


Figure V.1 situations géographique de la ville Guerrara.

V.4) caractéristique climatique

Du fait que la région de Guerrara ne dispose pas de station climatologique, Il a été jugé judicieux de prendre en considération la station climatologique de Ghardaïa, la plus proche à la zone d'études, afin de donner un aperçu général sur le climat. Cette station s'éloigne de la

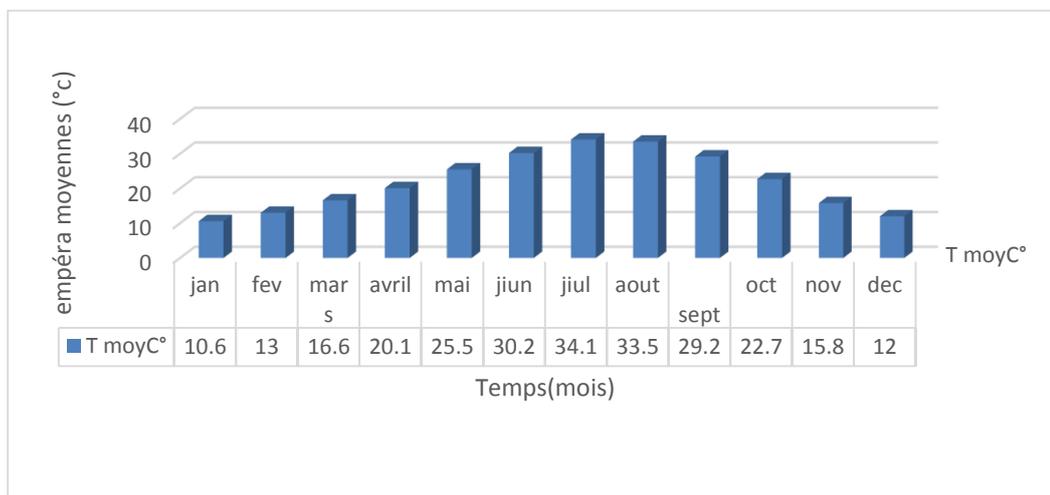
commune Guerrara de 85 km environ, localisée à une altitude de 468 m dont les coordonnées géographiques sont: latitude = 32°24' N et longitude = 03°48' E.

Les différentes données climatiques enregistrées à cette station depuis 1975 jusqu'à 2013 sont fournies par l'office Nationale de la Météorologie (O.N.M) et qui permettent de mettre en évidence les fluctuations les plus significatives qui ont affecté le climat dans cette région d'étude

.V4.1) Température de l'air:

Les températures mensuelles moyennes, maximales et minimales sont regroupées au figure suivant:

Figure V.2: Histogramme des températures moyennes mensuelles entre 2002 et 2013



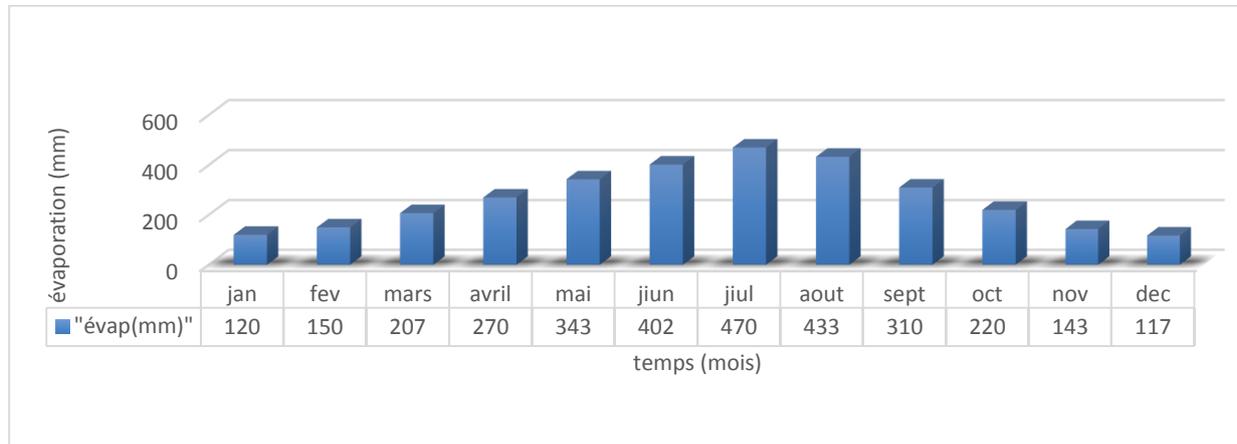
La température moyenne annuelle de l'air est de l'ordre de 22 °C .Les valeurs moyennes mensuelles minimale et maximale correspondent aux mois de janvier (5.9 °C) et d'juil (41° C) respectivement.

Figure IV.2 donne les valeurs moyennes mensuelle et annuelle de la température de l'air. Ceci permet de distinguer deux périodes dans l'année : saison froide (de décembre à février) et saison chaude – (de juin à aout).

.V4.2) L'évaporation de l'aire

Les valeurs moyennes mensuelles de l'évaporation au niveau de la station de mesure de Ghardaïa sont les suivantes pour la période (2002-2013) (**Figure V.3**)

Figure V.3: Histogramme des taux d'évaporation moyens mensuels entre 2002 et 2013



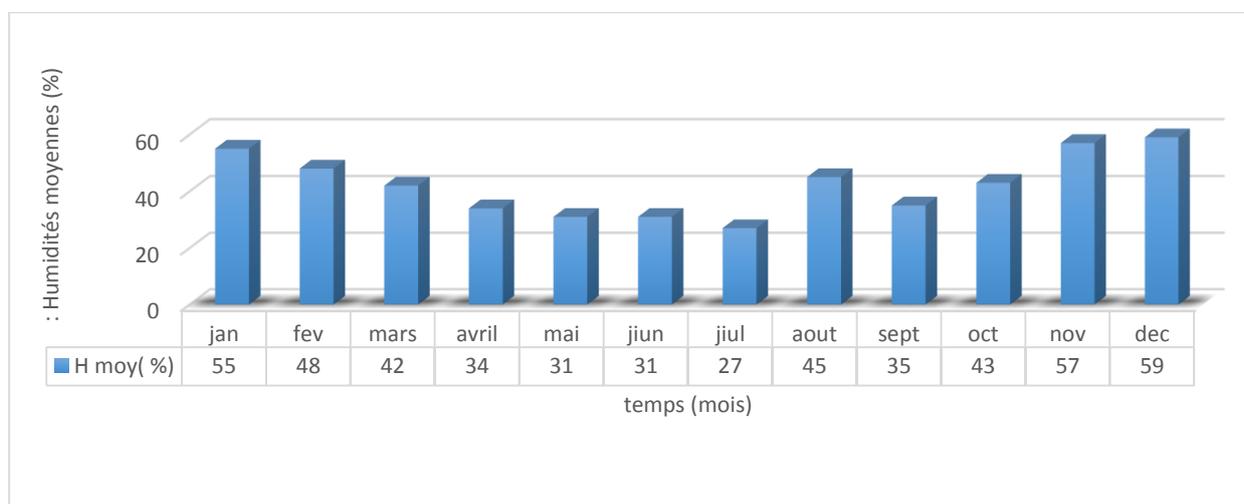
Nous remarquons que l'évaporation est importante aux mois de juin, juillet et août, elle est faible aux mois de décembre et janvier.

.V4.3) Humidité de l'aire

C'est un élément important du cycle hydrologique contrôlant l'évaporation du sol et la couverture végétale et qui représente un degré de saturation de l'air en vapeur d'eau.

La région d'étude est caractérisée par une humidité élevée à l'exception de la période estivale. Les valeurs maximales de l'humidité sont atteintes aux mois de novembre -janvier (55 -59%) les valeurs minimales aux mois de mai – Août (27 – 31%). La distribution mensuelle et annuelle de l'humidité de l'air est donnée dans l'histogramme suivant :

Figure V.4 : Histogramme des taux d'humidité moyens mensuels entre 2002 et 2013



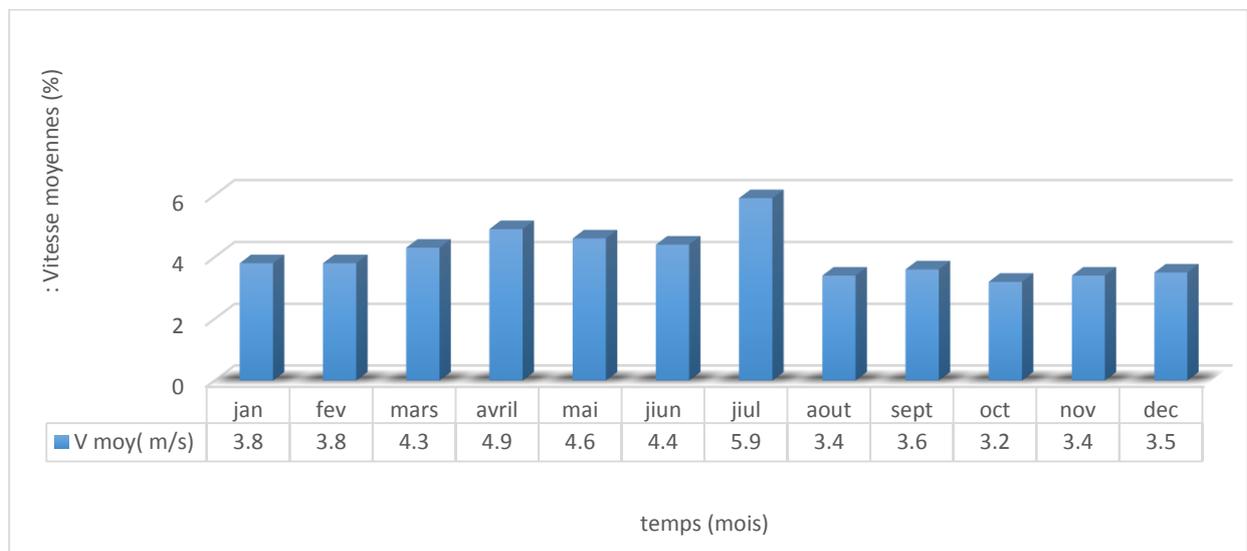
.V4.4) Vitesse du vent

Il s'agit d'un facteur important dans l'élaboration du système de protection de la station d'épuration par lagunage.

Le vent se détermine par sa vitesse et sa direction.

La distribution moyenne mensuelle et annuelle de la vitesse du vent est illustrée dans la figure suivant :

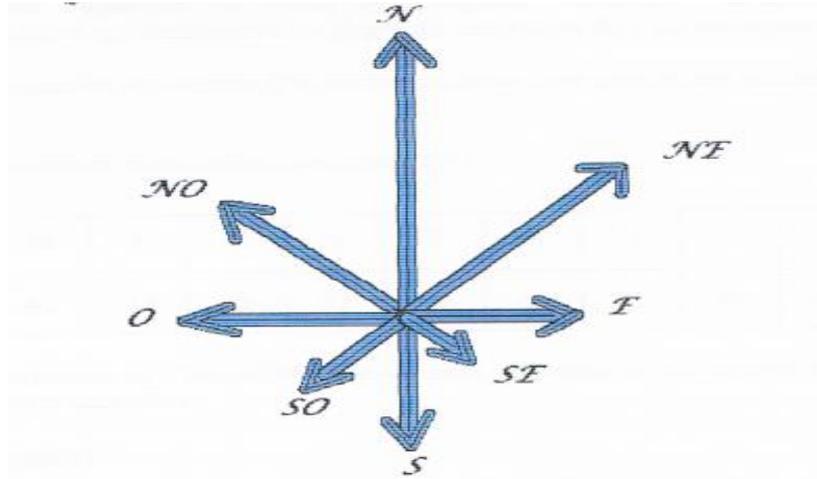
Figure V.5 Histogramme des vitesses moyennes mensuelles du vent entre 2002 et 2013



La vitesse du vent moyenne annuelle est de (4.1 m/s) .Elle est élevée au mois de juillet et peut atteindre 5.9 m/s au l'été. Elle chute jusqu'à 3.2 m/s en période d'automne.

.V4.5) Direction du vent

La direction du vent est un paramètre important intervenant dans le choix de l'orientation de la station de lagunage afin d'éviter les odeurs nauséabondes provenant de la station en vers les agglomérations avoisinantes. Selon les données d'observation de la station météorologique la région d'étude connaît plusieurs directions du vent.



Source : DRE de GHARDAIA

Figure V.6: la rose des vents la station de Ghardaïa

- **N : Nord**
- NE : Nord-Est ;
- NO : Nord-Ouest ;
- O : Ouest ;
- E : Est ;
- SO : Sud-Ouest;
- WSW: Ouest-Sud- Ouest;
- S : Sud ;
- SE : Sud-est

La direction Nord est la prédominante. Elle doit être prise en considération durant le choix de l'orientation de la station d'épuration pour éviter l'odeur.

a. Vents fréquents

Les données observées montrent que les valeurs maximales du vent peuvent atteindre 50m/s dans la région d'étude. Afin de trouver les valeurs fréquentielles du vent pour des différentes périodes de retour, une étude statistique a été établie sur un échantillon de données

de mesures sur les vents max. de la région. La distribution statistique qui s'ajuste le mieux

aux données empiriques (observées) est celle de la loi log-normale (dite aussi loi de Galton). L'ajustement est donné dans le tableau suivant:

Figure V.7: Fréquence moyenne inter annuelle des vents par leur direction



Source : DRE de GHARDAIA

.V4.6) La pluviométrie :

Les caractéristiques pluviométriques à savoir: les pluies journalières maximales (fréquentielles) et les intensités maximales dans les études d'assainissement sont très nécessaires pour la conception et le dimensionnement des ouvrages hydrauliques (les égouts, les drains urbains, les caniveaux d'évacuation des eaux pluviales), le rééquilibrage des Oueds etc.

L'étude pluviométrique a été effectuée à partir des pluies journalières, mensuelles et annuelles enregistrées au niveau des pluviomètres implantés dans la zone d'étude. Le choix des pluviomètres a été effectué sur la base des critères suivants :

Situation géographique des stations.

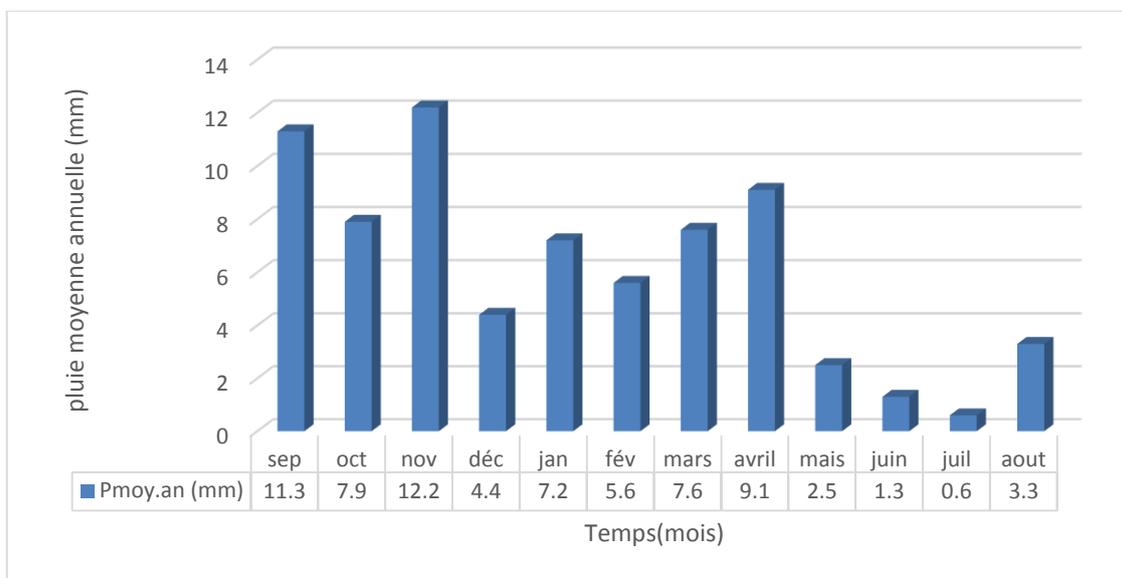
Qualité et durée des données d'observation.

a. Données pluviométriques

La pluie moyenne calculée au niveau de cette station est pratiquement 73 mm pour une période d'observation de 30 ans.

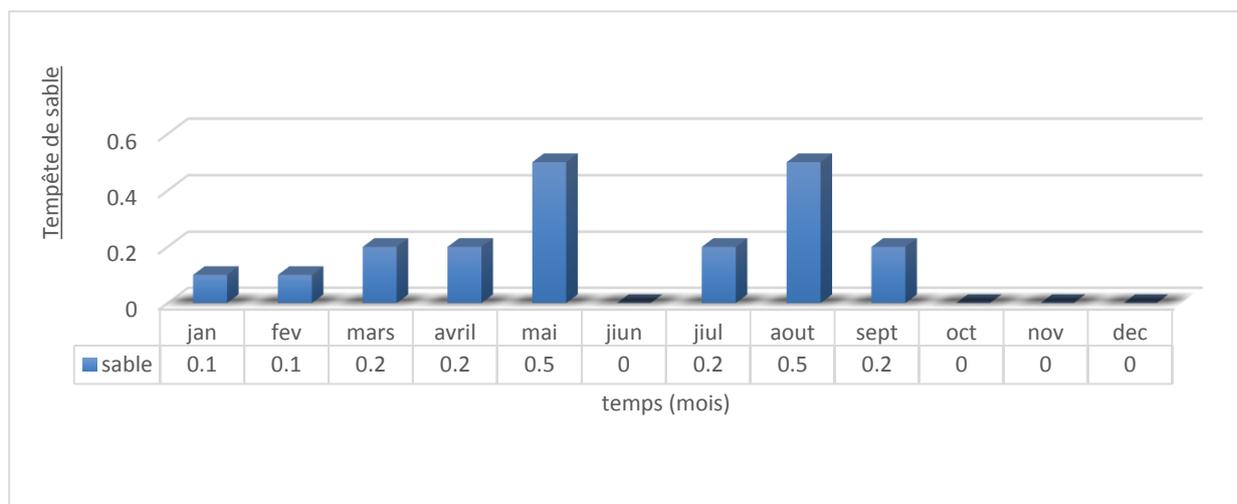
La répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle observée à Ghardaïa est comme suit

Figure V.8 : Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle (mm) à Ghardaïa.



.V4.7) Tempête de sable

Figure V.9: Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de tempête de sable



Le nombre de jours de tempête de sable est de 2 jours par année en moyenne, ce phénomène est surtout fréquent durant les mois de mai et août.

V.5) Structure de la ville et son développement

.V5.1) Etude démographique de la région d'étude

Afin d'estimer la capacité de la future station d'épuration devant recevoir les eaux usées de la ville Guerrara, il est nécessaire de connaître le nombre réel d'habitants et son évolution dans un horizon futur.

L'évolution démographique en Algérie obéit à la loi de l'accroissement géométrique donnée par la formule suivante :

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

Où:

P : Population future.

P₀ : Population de l'année de référence

t : Taux d'accroissement démographique

n : Nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon considéré.

L'accroissement de la population sera calculé avec un taux d'accroissement de 02% à partir de l'année de référence 2013 jusqu'à l'année 2040.

Avec :

P₀ = 63 846 hab (année de référence 2013) ENHYD (ENTREPRISE NATIONALE DES ETUDES HYDRAULIQUES)

t = 02 %

n = 27 ans

Les résultats de la situation démographique de la commune de Guerrara sont représentés dans le **tableau V.1**

Tableau V.1 Evaluation démographique de la commune de Guerrara

Année	2013	Taux d'accroissement(%)	2030	2040
Population (hab)	63 846	02	89400	108 972

Source : ENHYD (ENTREPRISE NATIONALE DES ETUDES HYDRAULIQUES)

.V5.2) Situation hydraulique

a. Eau potable

Les principales ressources en eau utilisées au niveau de Guerrara sont les eaux **souterraines**. Actuellement ils utilisent sans compter les réserves d'eau fossile situées dans la couche géologique du continent intercalaire.

- La ville de Guerrara est alimentée actuellement à partir :
- D'un premier forage dit « Shen » qui mobilise actuellement un débit de 291/s
- D'un deuxième forage dit « Sidi Abdelkaer » qui mobilise actuellement un débit de 271/s
- D'un troisième forage dit « Sidi Belkhir » qui mobilise actuellement un débit de 441/s
- D'un quatrième forage dit « Foussa » qui mobilise actuellement un débit de 451/s
- D'un cinquième forage dit « Rahmaniya » qui mobilise actuellement un débit de 401/s
- D'un sixième forage dit « Saguet Djenia » qui mobilise actuellement un débit de 161/s

Ces forages sont destinés à l'alimentation de la ville en AEP, l'irrigation et de la zone industrielle

La ville de Guerrara est dotée de quatre (04) réservoirs de capacité de stockage de 6400 m³ repartie de la manière suivante :

- Au Nord- Est , Un a « Shen » de capacité 2000 m³
- Au Centre , Deux a « Sidi Abdelkader » de capacité 2000 m³ et 400 m³
- Au Nord Ouest , Un a « Sidi Belkeir » de 2000 m³

Tableau V.2: Récapitulatif des besoins en eau

Horizons	Unité	En 2013	En 2030	En 2040
Populations	Hab.	63 846	89400	108 972
Consommation en AEP	m ³ /j	7661.52	12 516	15 881.1
Equipements	m ³ /j	320	380	500
Industries	m ³ /j	459	600	1000
Total	m ³ /j	8450.5 2	13 496	17381.1

Source : DRE de GHARDAIA

b. Assainissement

le réseau d'assainissement de la ville Guerrara , étant du type séparatif , recouvrant pratiquement la totalité de la ville avec un taux de raccordement supérieure à 75 %. en résumé, le débit des eaux usées est acheminés par le biais du collecteur principal A de diamètre 400 mm , 600mm et 800mm dont son prolongement est une galerie en béton armé pourra à son tour véhiculer les eaux usées de l'agglomération , continuent leur écoulement dans le collecteur de diamètre 1500mm et 1200mm . A la fin du réseau il est prévu une station de relevage qui relève les eaux usées de la ville de Guerrara pour les faire évacuer dans l'oued. Par contre les eaux industrielles de la zone d'activité nécessitent un prétraitement en usine car il faut éviter d'accueillir dans le réseau urbain, des eaux ayant subi des altérations de nature telle que leur traitement se révélerait difficilement compatible avec celui des effluents urbains.

.V5.3) Relief

Le territoire communal peut être divisé en deux grandes unités morphologiques :

La plaine sur « la dalle hammadienne » , les régions Nord — Nord Est et Sud présentent une topographie de glacis, la pente générale est très faible et diminue d'Ouest en Est.

Des régions de dépressions représentent l'ensemble de la partie Ouest , le paysage diffère de celui du GHARDAIA ou le système de vallée rapprochées , disparaît et apparaît sous forme de vallées très larges (quelques fois sur plusieurs km) et traversées par des oueds et des écoulements développés et ramifiés qui alimentent soit des niveaux de base locales (Daias) ou / et Oued

.V5.4) Géologie

Les terrains sédimentaires qui affleurent en surface, d'après une coupe géologique Ouest Est, montrent les formations lithologiques suivantes.

Vers bled Bou Aicha, apparaît le secondaire par les calcaires du sénonien supérieur.

Au centre ou se situe le chef-lieu communal, les formations miocène du continental terminal sont formées d'une alternance de sable et de grés.

Vers Bled El Mehasem, un cuirassement calcaire épais et très indure couvre les terrains du continental terminal connu sous le nom de la « dalle hammadienne »
Le quartenaire apparaît surtout sous forme de dépôts alluvionnaires au niveau des lits d'oued et des dépressions fermées (Daïas)

.V5.5) Etude des cultures agricoles

La superficie de la commune s'étend sur 290 000 hectares soit 2900 km² se décomposant comme suit :

Surface agricole totale : 35 638 ha

Terres improductives : 254 362 ha

La répartition des terres se présente sous deux grandes rubriques

Les terres utilisées par l'agriculture

Les autres terres

Les terres utilisées par l'agriculture couvrent une superficie de 35 638 hectares Elles comportent

La superficie agricole utile (S.A.U) : 2 352 ha

Les terres improductives des exploitations agricoles : 19 ha

V.6) Choix du site d'implantation de la station

L'implantation de la station de la ville de Guerrara sera de « El Djorff » situé à environs 7 à 8 km du chef-lieu et éloigné de toute agglomération, vaste et dégagé, délimité par le milieu récepteur (Oued Zegrir) au nord et à l'ouest, limité par les collines au sud et à l'est.

Le choix du site d'implantation de la station se fait en prenant en considération les facteurs suivant :

- Eviter les zones inondables entraînant parfois des dysfonctionnements pendant de longues périodes, sinon veiller à mettre les équipements électriques hors d'eau ;
- Éviter de construire à proximité d'habitations, de zones d'activités diverses (sportives, touristiques, industrielles,...). Dans la pratique, et pour éviter tout contentieux avec le voisinage, on réserve une distance minimale de 200 m en tenant compte de la dominance des vents (si possible) ;
- S'éloigner le plus possible des zones de captage même si le périmètre de protection est respecté ;

V.7) Analyse des eaux

L'analyse des eaux usées est une phase importante pour la conception d'une station d'épuration, elle caractérise Les paramètres physico-chimiques qui furent prises en compte sont décrits ci-dessous :

Mesures physiques :

- pH,
- Conductivité,

.V7.1) Mesures chimiques effectuées au laboratoire d'analyse :

- Demande biochimique en oxygène (DBO₅), Demande chimique en oxygène (DCO),
- Matières en suspension (MES (105 °C), Matières volatiles en suspension (MVS),
- Azote ammoniacal (NH₄⁺),
- Ortho-phosphates (O-PO₄),
- Métaux lourds: Cadmium (Cd), Chrome (Cr), Plomb (Pb) et Zinc (Zn) (Echantillons présélectionnés).
- Huiles et graisses.

Il est nécessaire de rappeler, que les paramètres physico-chimiques (pH, Conductivité, DBO, DCO) ont été déterminés durant les trois campagnes d'analyses planifiées le 15.12.2011 et les 23.02.2012 et 01.08.2012 par le bureau d'étude de *ENHYD (ENTREPRISE NATIONALE DES ETUDES HYDRAULIQUES)*.

.V7.2) Appréciation des aspects qualitatifs des eaux usées urbaines de la ville de Guerrara (W. Ghardaïa) :

Tableau V.3 Caractéristique des eaux usées de ville Guerrara (W. Ghardaïa) pour le 15.12.2011

Paramètres physico-chimiques examinés	Unités	10h 00	12h 00	14h 30	Conc. Moy. (4 éch.)
Température de l'air (*)	(°C)	8,90	12,30	13,00	11,40
Température de l'eau brute (*)	(//)	12,20	12,20	12,70	12,40
Oxygène dissous (*)	(mgO ₂ /l)	7,80	9,40	8,50	8,60
Oxygène dissous (*)	(%)	74,90	90,90	83,30	83,05
pH (*)	(--)	7,09	7,29	7,60	7,35
Conductivité C _{25°C} (*)	(µS/cm)	634	662	898	731
TDS (Sels dissous totaux)	(mg/l)	410,00	431,00	580,00	474,35
Salinité	(g/l)	0,40	0,40	0,60	0,47
Demande chimique en oxygène (DCO)	(mgO ₂ /l)	38,40	76,80	67,20	60,80
Matières en suspension (MES, (105 °C))	(mg/l)	238,00	204,00	184,00	208,70
Matières décantables	(Ml/2h)	1,66	0,50	0,81	1,00
Azote ammoniacal (NH ₄)	(mg/l)	138,00	7,04	3,20	4,80
Ortho-Phosphates (O-PO ₄)	(//)	1,84	2,08	0,64	0,65
Phosphore (P-PO ₄)	(//)	0,60	0,70	0,20	0,20
Métaux lourds examinés					
Cadmium (Cd)	(mg/l)	0,0074	--	--	0,0074
Chrome (Cr)	(//)	0,25	--	--	0,25
Plomb (Pb)	(//)	0,24	--	--	0,24
Zinc (Zn)	(//)	0,68	--	--	0,68

Tableau V.4 Caractéristique des eaux usées de la ville Guerrara (W. Ghardaïa) pour le 23.02.2012

Paramètres physico-chimiques examinés	Unités	09h 00	10h 30	12h 00	13h 30	Conc. Moy. (4 éch.)
Température de l'air (*)	(°C)	4,30	10,00	13,50	14,70	10,65
Température de l'eau brute (*)	(//)	16,10	15,60	15,10	14,40	15,30
Oxygène dissous (*)	(mgO ₂ /l)	9,80	10,70	11,50	12,30	11,10
Oxygène dissous (*)	(%)	101,20	110,60	118,50	125,40	113,95
pH (*)	(--)	7,24	7,42	7,46	7,36	7,40
Conductivité C _{25°C} (*)	(µS/cm)	1.425	1.305	1.105	966	1.200
TDS (Sels dissous totaux)	(mg/l)	863	792	679	301	658,75
Salinité	(g/l)	0,90	0,80	0,70	0,60	0,75
Demande chimique en oxygène (DCO)	(mgO ₂ /l)	80,00	80,00	80,00	19,20	64,80
Matières en suspension (MES, (105 °C))	(mg/l)	26,00	16,00	11,00	53,00	26,50
Matières décantables	(Ml/2h)	0,10	0,21	0,11	0,60	0,30
Azote ammoniacal (NH ₄)	(mg/l)	16,00	13,60	9,20	5,20	11,00
Ortho-Phosphates (O-PO ₄)	(//)	2,41	2,13	1,39	1,01	1,75
Phosphore (P-PO ₄)	(//)	0,80	0,70	0,46	0,33	0,60
Métaux lourds examinés			10h30			
Cadmium (Cd)	(mg/l)	0,089	--	--	--	0,089
Chrome (Cr)	(//)	0,25	--	--	--	0,25
Plomb (Pb)	(//)	0,14	--	--	--	0,14
Zinc (Zn)	(//)	3,10	--	--	--	3,10

*Tableau V.5: Caractéristique des eaux usées de la ville de Guerrara (W. Ghardaïa)
pour le 01.08.2012*

Paramètres physico-chimiques examinés	Unites	09h 03	11h 30	13h 30	15h 30	Conc. Moy. (4 éch.)
Température de l'air (*)	(°C)	14,30	20,40	22,40	24,20	20.35
Température de l'eau brute (*)	(//)	24,40	24,10	24,90	25,00	24.60
Oxygène dissous (*)	(mgO ₂ /l)	8,70	9,90	9,50	9,20	9.35
pH (*)	(--)	7,76	7,83	7,64	7,73	7.75
Conductivité C _{25°C} (*)	(µS/cm)	2.680	2.750	2.810	2.860	2.775
TDS (Sels dissous totaux)	(mg/l)	1.421	1.429	1.437	1.466	1.440
Demande chimique en oxygène (DCO)	(mgO ₂ /l)	1.056	960	1.056	--	1.024
Demande biochim. en O ₂ (DBO ₅) labor	//	100,00	--	(50,00)	(0,00)	--
Demande biochimique en O ₂ (DBO ₅)	(//)	489,35	458,35	615,35	--	521,00
Matières volatiles en suspension (MVS)	(mg/l)	202,50	522,50	193,75	278,75	299,40
Matières en suspension (MES(105 °C))	(mg/l)	252,50	631,25	245,00	380,00	377,20
Rapport (MVS/MES)	(%)	80,20	82,80	79,10	73,40	78,85
Azote ammoniacal (NH ₄)	(mg/l)	47,00	42,30	56,80		48.70
Nitrites (NO ₂)	(//)	<0,02	<0,02	<0,02	<0,02	<0,02
Ortho-Phosphates (O-PO ₄)	(//)	19,20	16,35	17,30	13,60	16,60
Phosphore (P-PO ₄)	(//)	6,35	5,40	5,70	4,50	5,50
Rapport (DCO/DBO ₅)	--	2,16	2,10	1,72	--	2,00

Tableau V.6: Tableau récapitulatif englobant les concentrations moyennes obtenues des différents paramètres physiques et de pollution au niveau des deux exutoires examinés de la ville Guerrara (W. Ghardaïa)

Paramètres physico-chimiques examinés	Unités	Conc. Moy. (4 éch.)	Conc. Moy. (4 éch.)	Conc. Moy. (4 éch.)	Conc. Moy. (des 3trois éch.)
Température de l'air	(°C)	11,40	10,65	20.35	14.13
Température de l'eau brute	(//)	12,40	15,30	24.60	17.43
Oxygène dissous	(mgO ₂ /l)	8,60	11,10	9.35	9.68
pH	(--)	7,35	7,40	7.75	7.5
Conductivité C ₂₅ °C	(µS/cm)	731	1200	2775	1568.66
TDS (Sels dissous totaux)	(mg/l)	474,35	658,75	1440	857.7
Salinité	g/l	0.47	0,75	1,40	0.87
Demande chimique en oxygène (DCO)	(mgO ₂ /l)	60,80	64,80	1024	383.2
Demande biochimi.en O ₂ (DBO ₅)	//	--	--	521,00	521,00
Rapport (DCO/DBO ₅)	(--)	--	--	2,00	2.00
Matières en suspension (MES(105 °C))	(mg/l)	208,70	26,50	377,20	204.13
Matières volatiles en suspension (MVS)	(mg/l)	--	--	299,40	299.40
Rapport (MVS/MES)	(%)	--	--	78,85	78.85
Matières décontables	(Ml/2h)	1.00	0,30	--	0.65
Azote ammoniacal (NH ₄)	(mg/l)	4,80	11.00	48.70	21.5
Ortho-Phosphates (O-PO ₄)	(//)	0,65	1,75	16,60	6.33
Phosphore (P-PO ₄)	(//)	0,20	0,60	5,50	2.1
Métaux lourds examinés					
Cadmium (Cd)	(mg/l)	0,0074	0,089	--	0.0482
Chrome (Cr)	(//)	0,25	0,25	--	0.25
Plomb (Pb)	(//)	0,24	0,14	--	0.17
Zinc (Zn)	(//)	0,68	3,10	--	1.89

Tableau V.7: Normes de rejet algérienne [Décret n°93-160 du 10 juillet 1993]

Désignation des paramètres physiques et chimiques	Unités	Valeurs limites maximales
Température	°C	30
Ph	--	5,5 à 8,5
Demande biochimique en oxygène (DBO ₅)	mgO ₂ /l	40
Demande chimique en oxygène (DCO)	//	120
Matières en suspension totales (MES à 105°C)	mg/l	30
Azote Kjeldahl Total (NTK)	//	40
Phosphates (PO ₄)	//	2
Aluminium (Al)	mg/l	5
Cadmium (Cd)	//	0,20
Chrome (Cr ³)	//	3,00
Chrome (Cr ⁶)	//	0,10
Cuivre (Cu)	//	3
Cyanures (CN)	//	0,10
Mercure (Hg)	//	0,01
Nickel (Ni)	//	5
Plomb (Pb)	//	1
Zinc (Zn)	//	5
Fer (Fe)	mg/l	5
Manganèse (Mn)	//	1
Huiles et graisses	mg/l	20
Hydrocarbures	//	20
Phénols	//	0,50
Solvants organiques	//	20
Chlore actif	//	1
Détergents	//	2

.V7.3) Interprétation du résultat

a. La température moyenne de l'air :

La température moyenne de l'effluent brut examiné avoisine les 14,13 °C. Celle-ci paraît évidente en cette période hivernale (froide), elle deviendra beaucoup plus intéressante en période estivale (chaude), ce qui favorisera la croissance des microorganismes (Forte activité microbienne (Mésophile)), et permettra d'avoir des rendements appréciables lors des Processus d'épuration biologiques.

Cette mesure physique doit être déterminée à l'entrée station d'épuration, car elle influe sur "efficacité des décanteurs et des processus d'épuration biologiques

b. Potentiel d'hydrogène :

Le pH moyen de l'effluent brut examiné s'élève à 7,50, ce dernier se trouve bel et bien dans la zone optimale d'activité des micro-organismes, prévue pour la plupart des procédés biologiques, c'est à dire entre 6 et 8. En milieu aérobie, les microorganismes tolèrent un pH se situant entre 5 et 9, et entre 6,8 et 8, en milieu anaérobie

c. Demande biochimique en oxygène (DBO₅) :

La demande biochimique en oxygène est par définition, la quantité d'oxygène (O₂) nécessaire aux microorganismes vivants pour assurer l'oxydation et la stabilisation des matières organiques présentes dans l'eau usée. Par convention, la DBO est la valeur obtenue après cinq jours d'incubation, à l'obscurité et à 20C°.

L'ordre de grandeur moyenne de la DBO₅ de l'effluent brut examiné, paraît excessive, puisqu'elle atteint les 521,00 mg/l environ, celle-ci semble caractériser la quantité d'une usée urbaine à prédominance domestique fortement chargée (> 400 mg/l).

d. Demande chimique en oxygène (DCO) :

La demande chimique en oxygène (DCO) complète la mesure de la DBO₅, en tenant compte des matières organiques difficilement dégradables en cinq (05) jours, mais qui constituent une source de pollution potentielle. Elle est la quantité d'oxygène consommée par les matières existant dans l'eau et oxydables dans des conditions opératoires définies. En fait sa mesure correspond à une estimation des matières oxydables présentes dans l'eau, quelle que soit leur origine organique et minérale (fer ferreux, nitrates, ammonium, sulfures et chlorures).

La concentration moyenne de la DCO de l'effluent brut examiné avoisine les 383.2 mg/l, cette teneur excessive se trouve légèrement au-dessus de celle

généralement observée dans une eau usée urbaine à caractère domestique faiblement chargée < 1000 mg/l.

e. Matières en suspension totale (MES) :

Elles représentent les matières qui ne sont ni à l'état soluble ni à l'état colloïdal, donc retenues par un filtre. Les MES, comportant des matières organiques et

minérales, constituent un paramètre important qui marque bien le degré de pollution d'un effluent urbain ou même industriel.

La concentration moyenne des MES de l'effluent brut, avoisine les 204,13 mg/l tendant également vers la concentration habituellement rencontrée dans une eau usée domestique fortement chargée (> 350 mg/l), si 'on tient compte du tableau déjà évoqué).

Des différentes caractéristiques physiques des eaux résiduaires, les matières en suspension (MES) constituent, pour l'exploitant des réseaux, le paramètre important d'un effluent renseignant sur:

- Les risques d'envasement et d'encrassement des collecteurs ;
- Les installations de prétraitements et de protection des ouvrages à envisager le cas échéant

f. Matières volatiles en suspension (MVS) :

Les MVS représentent la fraction organique des MES et sont obtenues par calcination des ces MES à 550 °C pendant 2 heures. La différence de poids entre MES à 105 °C et MES à 550 °C donne "la perte au feu" et correspond à la teneur en MVS d'une eau (exprimée en mg/l). En générale, dans une eau usée urbaine à caractère domestique la dite fraction avoisine les 70 %. Dans notre cas, elle se trouve légèrement au-dessus, puisque atteignant les 78,85 %.

g. Azote ammoniacal (NH₄) :

On peut déceler les produits azotés sous forme organique ou minérale (ammoniaque (NH₄), Nitrites (NO₂), Nitrates (NO₃)). En générale, dans les eaux résiduaires urbaines à prédominance domestiques, et dans le cas où il n'existe pas d'activité économique fortement polluante, sa teneur se situerait entre 12 et 50 mg/.

Dans notre cas, cette fourchette été dûment respectée, puisque la concentration obtenue de l' NH_4 en serait très proche ($\sim 49,00$ mg/l).

h. Ortho-Phosphates (O-PO₄) :

Comme le phosphore (P) est essentiel pour le déroulement des activités biologiques, il est important de connaître la teneur en ortho-phosphate, qui est directement assimilable dans le processus biologique

La teneur moyenne de l'O-PO₄ de l'effluent examiné avoisine les 16,60 mg/l, soit 5,50 mg P-PO₄/l : celle-ci se situe bien et bien dans la fourchette habituellement rencontrée dans une eau usée urbaine à caractère domestique, Soit 4 mg/l et 15 mg/l P, si l'on tient compte du tableau déjà évoqué.

i. Autres paramètres importants :

i.1) Apport nutritif minimal (DBO₅/N/P) :

Pour que les processus aérobies puissent avoir lieu, il est indispensable qu'il y ait dans le milieu nutritif un minimum d'azote (N) de phosphore (P) ; il est admis vis-à-vis de la DBO₅ les teneurs respectives de 5 (%) et 1 (%) pour les deux paramètres cités.

Ces conditions sont toujours remplies avec les effluents urbaines à prédominance domestiques (survie assurée de la flore bactérienne épuratrice), mais peuvent ne pas l'être avec les effluents industriels ou urbains très chargés des rejets industriels.

L'apport nutritif (DBO₅/N/P) semble être respecté, ce qui assure aux bactéries de quoi se nourrir pour se développer et dégrader les matières organiques biodégradables.

i.2) Rapport de biodégradabilité (DCO/DBO₅) :

Le rapport (DCO/DR05) permet d'apprécier la biodégradabilité de la matière organique. Il est en général proche de 1,5 pour les eaux vannes, de 2 pour les eaux usées urbaines et varie entre 3 et 5 pour les effluents issus des stations d'épuration ; l'élévation de ce rapport nous indique un accroissement des matières organiques non biodégradables.

Dans les effluents urbains à prédominance domestique et selon la Norme (NFU 44-04 de juillet 1985), le rapport (DCO/DR05) serait inférieur ou égal à 2,5.

Dans notre cas, ledit rapport obtenu semble respecter la norme évoquée, ce qui confirme pleinement la nature domestique et le caractère biodégradable des eaux résiduaires examinées l'aire d'études.

i.3) Métaux lourds (Cd, Cr, Pb et Zn)

Les concentrations moyennes de l'exutoire principal concernant les quatre métaux lourds examinés, à savoir : Cadmium (Cd), Chrome (Cr), Plomb (Pb) et Zinc (Zn), atteignant respectivement les 0,082 mg/l, les 0,25 mg/l, les 0,14 mg/l et 3.10 mg/l, restent très largement inférieures aux normes algériennes recommandées pour les effluents industriels les faibles concentrations obtenues de cette industrie, qui sont de : 0,074 mg/l Cd, 0,25 mg/l Cr, 0,240 mg/l Pb, 0.68 mg/l Zn, semble confirmer la bonne prise en charge des ces eaux, puisqu'elles sont épurées chimiquement avant leurs déversements.

Les faibles doses d'ions métalliques obtenus (Métaux lourds examinés (Cd, Cr, Pb, Zn)) ne réduiront pas l'efficacité du traitement aérobie.

V.8) Conclusion :

La commune de Geurrara se caractérise par un climat sec, une pluviométrie et un taux d'humidité faibles et par une insolation très forte, ce qui explique le manque des espaces verts dans la région.

La commune est de type urbain avec un taux d'accroissement de 02%, sa population est de 63 846 hab actuellement, et est estimée à 108 972 hab en l'an 2040.

Le développement de ces eaux usées chargées en matières polluantes peut causer un problème de santé publique et altérer les fonctions de ce milieu naturel d'où la nécessité de l'installation d'une station d'épuration.

Cependant, la connaissance détaillée de la région d'étude est nécessaire dans un projet de conception d'une station d'épuration par lagunage car la topographie et la géologie du terrains conditionne le choix du site d'implantation de la STEP.

Tandis que la climatologie agit sur le fonctionnement des lagunes.

Les résultats des analyses effectuées dans les trios compagnies montrant que les eaux usées de notre zone d'étude se prête bien à un traitement biologique notamment le lagunage.

CHAPITRE VI :
Dimensionnement de la
station

CHAPITRE VI : Dimensionnement de la station

VI.1) Introduction ;

Les systèmes d'épuration doivent être dimensionnés, conçus et exploités de telle manière qu'ils puissent traiter les flux de matières polluantes correspondantes à leur débit et leurs charges de référence.

La station de lagunage aérée proposée comprend les ouvrages suivants qu'on doit dimensionner :

Les ouvrages de prétraitement :

- Dégrilleur
- Dessableur
- Dégraissage : Effectué par une cloison siphonée placée à l'arrivée des eaux usées dans le répartiteur principal

Les bassins de lagunage :

- **Lagunes d'aération** : dans laquelle se réalisent l'aération, la croissance et la stabilisation partielle de la culture bactérienne et l'essentiel de l'attaque de la charge biodégradable.
- **Lagunes de décantation** : des bassins en parallèle prévus, ce qui permet de réaliser les opérations de curage avec lagunes fonctionneront en parallèle. Beaucoup plus de souplesse, et en gardant constamment un effluent de bonne qualité.
- **Lagunes de finition** à microphytes pour un abattement supplémentaire en sels nutritifs (azote et phosphore).

VI.2) CALCULS DE BASE POUR LE DIMENSIONNEMENT :

Pour la détermination de la capacité hydraulique de la station d'épuration des eaux usées de la ville de Guerrara, nous prenons en considération les paramètres suivants:

- la population à l'horizon de calcul, soit l'an 2040, est de 61.502 hab ;
- Le volume industrie est estimé de $V_i=166.66 \text{ m}^3$.
- la consommation future en eau potable est de $12.925,74 \text{ m}^3/\text{j}$
- de réduction des eaux usées est égal à 80 % de la consommation.
- Le débit d'équipement est de $Q_{\text{équipement}}=500 \text{ m}^3/\text{j}$
- le réseau d'assainissement est de type séparatif, d'un taux de raccordement actuel de 85%, mais qui est prévu à 100% à l'horizon 2040, d'où le fonctionnement à temps sec de la station.

Il s'agit donc de déterminer :

- Le débit des eaux usées industrielles
- Le débit moyen journalier (m³/j).
- Le débit moyen horaire Q_{m.y.i}, (m³/h).
- Le débit de pointe par temps sec Q_{ptc.,...}.
- Le débit moyen diurne Q_{rid}

VI.2.1) Estimation des débits

a) Le débit des eaux usées industrielles

$$Q_{\text{usé ind}} \text{ (L/s)} = V_i / T$$

Avec Q_{usé ind} : débit des eaux usées industrielles.

V_i : volume de consommation journalier.

T : temps de travail.

Pour notre cas V_i = 166.66 m³ et T = 8 heures

$$Q_{\text{usé ind}} = 166666 / (8 \cdot 3600) = 5.78 \text{ L/s}$$

Il est à noter que l'évaluation des débits doit prendre en compte d'une part les industries existantes et d'autre part, celles qui s'installeront dans des parcelles déjà viabilisées.

Pour ces dernières, l'estimation des débits est plus délicate car ils peuvent varier considérablement suivant la nature des activités, les processus utilisés, les recyclages éventuels etc...

a.1.1 Calcul de débit de pointe industrielle

$$Q_{p \text{ in}} \text{ (L/s)} = P_i \cdot Q_{\text{usé ind}} \dots\dots\dots \text{VI.1}$$

(P_i = pointe industrielle)

P_i = enquête ou, à défaut, 2 ≤ P_i ≤ 3

N.B : Le coefficient de pointe calculé comme le rapport entre le débit de pointe horaire et le débit moyen horaire (calculé sur le nombre d'heures de travail) peut varier de 2 à 3. Comme, il s'agit d'une zone dont l'industrie n'est pas développée, nous optons pour P_i=2.

$$Q_{p \text{ in}} = 2 \cdot 5.78 = 11.57 \text{ L/s}$$

Par ailleurs, les rejets industriels doivent faire l'objet d'une autorisation préalable délivrée par les Services Techniques compétents et précisant les conditions de prétraitement à réaliser **avant leur déversement au réseau** d'assainissement.

b) le débit moyen journalier :

Le volume rejeté par les habitants est estimé à 80 % de la dotation. La direction de

l'hydraulique de la commune Guerrara a opté pour une dotation de 140 /hab/j

Le débit moyen journalier se calcule comme suit :

$$Q_{moy,j} = D \cdot N \cdot Cr \dots\dots\dots VI.2$$

Avec : D : dotation (l/hab/j),

N : nombre d'habitant l'horizon considéré, 108 972

Cr: coefficient de rejet².

$$Q_{moy,j} = 108\,972 \cdot 140 \cdot 0.8 = 12\,704.88 \text{ m}^3/\text{j} \quad \text{pour l'horizon 2040}$$

c) débit moyen horaire :

Il est donne par la relation suivante : $Q_{moy, h} = \frac{Q_{moy,j}}{24} \dots\dots\dots VI.3$

$$Q_{moy, h} = \frac{12704.88}{24} = 531.03 \text{ m}^3/\text{h} \quad \text{pour l'horizon 2040}$$

d) le débit de pointe en temps sec :

On le calcule par la relation suivante :

$$Q_{pte} = Q_{moy,j} * C_p \dots\dots\dots VI.4$$

C_p : coefficient de pointe

$$C_p = 1,5 + 2,5 / \sqrt{Q_{moy,j}} \rightarrow \text{Si } Q_{moy,j} > 2,8 \text{ l/s}$$

$$C_p = 3 \rightarrow \text{Si } Q_{moy,j} \leq 2,8 \text{ l/s}$$

pour l'horizon 2041 on a Q_{moy,j} = 152.74 l/s donc

$$C_p = 1,5 + 2,5 / \sqrt{152.74} \quad C_p = 1.7$$

$$\text{on a donc } Q_{pte} = 1.7 * 152.74 = 259.65 \text{ l/s} = 0.259 \text{ m}^3/\text{s}$$

e) le débit diurne :

Le débit moyen diurne correspond à la période diurne de 16 heures consécutives au cours de laquelle la station reçoit le plus grand volume d'eau usée, soit : Q_d = Q_{moy,j} / 16

$$\text{pour l'horizon 2041} \quad Q_d = 12204.88 / 16 = 762.805 \text{ m}^3/\text{h}$$

Tableau VI.1 : Tableau résumant les débits usés

Horizons d'étude	Débits des eaux usées domestique (l/s)	Débits des eaux usées industrielle (l/s)	Débits D'équipement (l/s)	Débits des eaux usées total (l/s)	Débit de pointe domestique (l/s)	Débit de pointe Industrielle (l/s)	Débit de pointe total (l/s)
2040	141.26	5.78	5.8	152.74	259.65	11.57	271.23

VI.2.2) Evaluation des charges polluantes :

On calcule les charges polluantes à partir des résultats des analyses.

a- La charge moyenne journalière en DBO5:

$$L_0 = C_{DBO5}(\text{Kg/m}^3) * Q_j(\text{m}^3/\text{j}) \dots\dots\dots \text{VI.5}$$

Avec : - L0 : charge moyenne journalière en DBO5

- C DBO5 : la concentration en DBO5 moyenne (Kg / m3).

- Q J : débit moyen journalier en (m3 / j).

Donc pour l'horizon 2040

$$L_0 = 521 * 10^{-3} * 13196.736 = 6875.50 \text{ kg/j}$$

b-La charge moyenne journalière en MES :

$$N_0 = C_{MES}(\text{kg /m}^3) * Q_j(\text{m}^3 / \text{j}) \dots\dots\dots \text{VI.6}$$

Avec : - N0 : charge moyenne journalière en MES.

- C MES : la concentration moyenne en MES (Kg / m3).

Nous avons : C_{MES}=204.13 mg/l

Donc : Pour l'horizon 2040 $N_0 = 204.13 * 10^{-3} * 13196.73 = 2693.85 \text{ kg/j}$

Tableau VI.2: Tableau résumant les données de base pour le calcul

Horizons de calcul		2040
Débit journalier	m ³ /j	13196.736
Débit de pointe de temps sec	l/s	259.65 l/s
-Concentrations moyennes des eaux brutes	mg DBO5/l	521
	mg MES/l	204.13
-Charge journalière en DBO5 --	Kg _{DBO5} /j	6875.50
-Charge journalière en MES	Kg _{MES} /j	2693.85

VI.2.3) Calcul le nombre d'équivalent-habitants

$$N_{\text{equ-hab}} = \frac{Q_{\text{moy,j}}}{\text{Dot} \times c_{j,\text{moy}}} = \frac{13196.736}{140 \times 0.8} = 11782 \text{ equi-hab.}$$

VI.3) Les prétraitement

VI.3.1) Dégrillage :

Pour le dimensionnement de la grille de protection les calculs se feront sur la base des données relatives à l'horizon 2040. Et on utilisera La méthode de KIRSCHMER. On utilise une grille dont l'épaisseur des barreaux sera de 10 mm avec un espacement de 25 mm.

La largeur de La grille est donnée par La relation :

$$B = \frac{S \cdot \text{Sin} \alpha}{h_{\text{max}} (1 - \beta) \sigma} (m) \dots\dots\dots \text{VI.7}$$

Avec :

B : largeur de la grille

h_{max} : hauteur maximale admissible sur une grille.

β : fraction de la surface occupée par les grilles.

$$\beta = \frac{e}{d + e} \dots\dots\dots \text{VI.8}$$

Tableau VI.3 : les défèrent diamètre de la grille.

	Grille	Grille fine
e (cm)	2	1
d (cm)	05 à 10	0.3 à 1

tel que : d : épaisseur des barreaux (cm) , d = 1 cm ;

e : espacement des barreaux, e = 25 mm ;

S : surface de passage de l'effluent $S = \frac{Q_P}{V}$

Q_P : Débit de pointe de temps de sec (m^3 / s).

V : Vitesse de passage à travers la grille (m/s).

$V = (0.6 - 1.40) m / s$ au débit de pointe.

σ : Coefficient de colmatage des grilles

$\sigma = 0,5$ pour un dégrillage automatique.

$\sigma = 0,25$ pour un dégrillage manuel.

En remplaçant la surface par sa formule l'expression donnant la largeur de la grille devient comme suit :

$$B = \frac{Q_p \cdot \sin \alpha}{V \cdot h_{\max} \cdot (1 - \beta) \cdot \sigma} \dots\dots\dots \text{VI.9}$$

$Q_{pte p} = 0.674 \text{ m}^3/\text{s}$

On prend $\alpha = 60^\circ$; $V = 1 \text{ m/s}$; $h_{\max} = 0,8 \text{ m}$

$\sigma = 0.5$ (Dégrillage automatique)

$\sigma = 0.25$ (Dégrillage manuelles)

$d = 1 \text{ cm}$ et $e = 2.5 \text{ cm}$, donc $\beta = 0.71$

On obtient : $L = \frac{0.271(\sin 60)}{1.0,8(1-0,71)0,5} = 2,02 \text{ cm}$

Donc $B = 2.02 \text{ cm}$;

Nous aurons alors une largeur égale à $L = 1.25 \text{ m}$

On aura donc le nombre de barreaux $N = \frac{L}{e+d} = 16$ barreaux, donc la largeur réelle du

a) Calcul des pertes de charge :

Pour le calcul du dégrilleur Krischmer a établi une formule donnant la perte de charge dans une grille en fonction du coefficient de forme des barreaux et l'angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontal.

L'expression des pertes de charges est donnée comme suit :

$$\Delta H = \beta \left(\frac{d}{e}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{V^2}{2g} \sin \alpha \dots\dots\dots \text{VI.10}$$

Avec

ΔH : perte de charge(m).

β : coefficient dépendant de la forme des barreaux. $\beta = 1,75$ (Barreaux de section circulaire), $\beta = 2,42$ (Barreaux de section rectangulaire)

d : espacement entre les barreaux (cm).

g : accélération de la pesanteur (m/s^2).

α : angle d'inclinaison de la grille.

e : épaisseur des barreaux.

$$d = 1\text{cm} , e = 2.5\text{cm} , \alpha = 65^\circ , V = 1\text{m} / \text{s}$$

$$\text{Donc : } \Delta H = 1,75 \left(\frac{1}{2.5}\right)^{4/3} \cdot \frac{1^2}{2.9,81} \cdot \sin 60 = 0.026$$

$$\Delta H = 0.023 \text{ cm}$$

Tableau VI.4 : Résultats du dimensionnement des grilles

Désignation	Unit é	Valeur
Débit de dimensionnement	m ³ /s	0.271
Largeur	m	1.5
Hauteur Immergé	m	0.8
Inclinaison	d°	60°
Epaisseur des barreaux	mm	20
Espacement entre les barreaux	mm	40
Perte de charge	mm	30

b) Le refus de la grille

$R = 12/e$ et $15/e$ (L/Equi-H. An) , (e exprimé en cm) espacement entre les barreaux

$$\text{Donc } R = 12/2.5 = 4.8 \text{ L/Equi-H. An}$$

D'où le refus total d'une année est $R_t = R \cdot \text{NEH} / 1000$ (m³/an)

$$\text{Donc } R_t = 4.8 * 11782/1000 = 56.55 \text{ (m}^3/\text{an)}$$

VI.3.2) Le dessableur-déshuileur

Les dessableur sont conçus d'une forme rectangulaire allongée et une section trapézoïdale d'une configuration compliquée qui permettra d'éliminer les particules dont la taille est supérieure à 200 microns, ainsi que les graisses et les huiles, sachant que la concentration en sable peut atteindre 200mg/l en séparatif, de plus que la région est connue par des vents de sables fréquents.

Le dessableur est dimensionnée pour l'horizon 2040,

Les critères de dimensionnement pour le dessableur sont les suivants :

Temps de séjour minimal : $t_s = 3$ à 5 min ;

Charge hydraulique maximale : $C_{\text{hyd}} = 50 \text{ m}^3 / \text{m}^2 / \text{h}$;

Vitesse horizontale maximale : $V_h = 0,3 \text{ m/s}$;

• **Calcul du déssableur**

Le volume du déssableur est égal à : $V = Q_{pte,sec} * T_s$ VI.11

Avec :

V : volume du déssableur en (m^3)

$Q_{pte,sec}$: débit de pointe en temps sec en (m^3/j)

T_s : temps de séjour, compris entre 3 et 5 minutes, dans notre cas on prend $T_s = 4$

min

D'où nous aurons : $V = 0.539 * 4 * 60 = 129 \text{ m}^3$ **$V = 129 \text{ m}^3$**

Considérons une vitesse montante $V_{asc} = 25 \text{ m/h}$.

La surface horizontale du déssableur est égale à :

$$S_h = \frac{Q_{pte,sec}}{V_{asc}} = L * l \text{ VI.12}$$

S_h : surface horizontale du déssableur en (m^2)

L : longueur du déssableur en (m)

l : largeur du déssableur en (m)

D'où : $S_h = \frac{0.539 * 3600}{25} = 77.61 \text{ m}^2$ **$S_h = 77.61 \text{ m}^2$**

L'intervalle $1.25 < V/S_h = 1.66 < 2.5$ est respecté.

Les dimensions du déssableur longitudinal seront définies par le rapport suivant : $L = 2 * l$

D'où : $S_h = L * l = 2 * l^2$ VI.13

$l = 6.22 \quad L = 12.44 \text{ m}$

La hauteur du déssableur H est égale à : $H = V/S_h = V_{asc} * T_s = 1.66 \text{ m}$

On prend **$H = 1.7 \text{ m}$**

a) Calcul des charges polluantes à la sortie du déssableur :

Le déssablage élimine dans les environs de 70% des matières minérales présentes dans les eaux usées : [21]

$MMS_{sortie} = 30\% MMS_{entrée}$

$MES = 70\% MVS + 30\% MMS$

Avec :

$MMS_{entrée}$: Matières minérales en suspension à l'entrée du déssableur.

MMS_{sortie} : Matières minérales en suspension à la sortie du déssableur.

MVS : Matières volatiles en suspension.

MES : Matières en suspension à l'entrée du déssableur MES = 2797.56kg/j

A partir de ces hypothèses, on peut calculer les quantités des matières éliminées par le déssableur :

$$MMS_{entrée} = 0.3 * MES = 0.3 * 2675.5 = \mathbf{802.65 \text{ kg/j}}$$

$$MMS_{sortie} = 0.3 * MMS_{entrée} = 0.3 * 802.65 = \mathbf{240.795 \text{ kg/j}}$$

$$MVS_{entrée} = MVS_{sortie} = 0.7 * MES = 0.7 * 2675.5 = \mathbf{1958.29 \text{ kg/J}}$$

$$MES_{sortie} = MMS_{sortie} + MVS_{sortie} = 240.795 + 1958.292 = \mathbf{2212.33 \text{ kg/j}}$$

- **Dégraissage**

Le lagunage devrait être réservé à des effluents domestiques un dégraisseur séparé n'est donc pas nécessaire.

Un dégraisseur simple est effectué par une cloison siphonide placée à l'arrivée des eaux usées dans la lagune d'aération pour éviter la présence de flottants divers; l'élimination des huiles peut être assurée par une cloison siphonide en respectant certaines conditions à savoir :

- La surface devra permettre une vitesse ascensionnelle en pointe comprise entre 10 et 20 m/h.
- Une bonne accessibilité pour faciliter l'entretien.

La surface de la cloison est donnée par la relation suivante :

$$St = Q \text{ pts} / Ch = 975.6 / 15 = 65.04 \text{ m}^2.$$

$$S' = 65.04 / 4 = 16.26 \text{ m}^2$$

$$l = 4\text{m} \quad L = 4.065\text{m}$$

Avec Ch = 10 à 20 m/h.

Les résultats des calculs du dégrilleur et du déssableur-déshuileur sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5 : Caractéristiques des ouvrages du prétraitement

Déssableur-déshuileur		
Paramètre	Paramètre	paramètre
Longueur (L)	M	12.44
Largeur (l)	M	6.22
Hauteur (H)	M	1.7
MMS à la sortie	Kg/j	240.795
MVS à la sortie	kg/j	1958.292

MES à la sortie	kg/j	2212.33
-----------------	------	---------

Recommandations techniques pour les ouvrages de prétraitement

Le nettoyage de la grille du dégrilleur sera effectué mécaniquement, un dispositif d'automatisation doit être mis en place ;

Pour faire face à tout incident au niveau du fonctionnement du dégrilleur, il faut prévoir en secours un dispositif de dégrillage à entretien manuel ;

Un bac de récupération des déchets adapté (égouttage et stockage) doit être mis en place ;

Les sables sont retenus dans la partie inférieure du déssableur, la pente ne doit pas être inférieure à 45° .

La récupération des graisse et le recycler.

VI.4) Les bassins de lagunage

VI.4.1) Les lagunes d'aération

a) Principe de dimensionnement

Pour une lagune aérée, le temps de séjours (T_r) est moyennement entre (10 et 30 jr) et sa profondeur (h) est de 2m à 3.5m pour un aérateur de surface. [11]

Le débit (Q) des eaux usées étant connu, on fixe un temps de séjours T_r des eaux usées dans les lagunes pour avoir leur volume total (V_t). La surface totale (S_t) des bassins est calculée en choisissant une profondeur h dans les limites indiquées par les normes. Avec un rapport $L/l = 3$ (Longueur / largeur), on détermine les dimensions de la lagune. [12]

Application :

On fixe : $T_r = 17$ jours ; $h = 3$ m

On a : $Q = 23414.4 \text{ m}^3/\text{j}$

Donc $V_t = Q * T_r = 23414.4 * 17$

$$V_t = 398044.8 \text{ m}^3$$

$S_t = V_t / h = 398044.8 / 3$

$$S_t = 132681.6 \text{ m}^2 \approx 14 \text{ ha}$$

Il est clair que le volume et la surface totaux sont importants. De ce fait on propose un système composé de deux séries de bassins montées en parallèle et chacune d'entre elle est composée de 3 bassins en série.

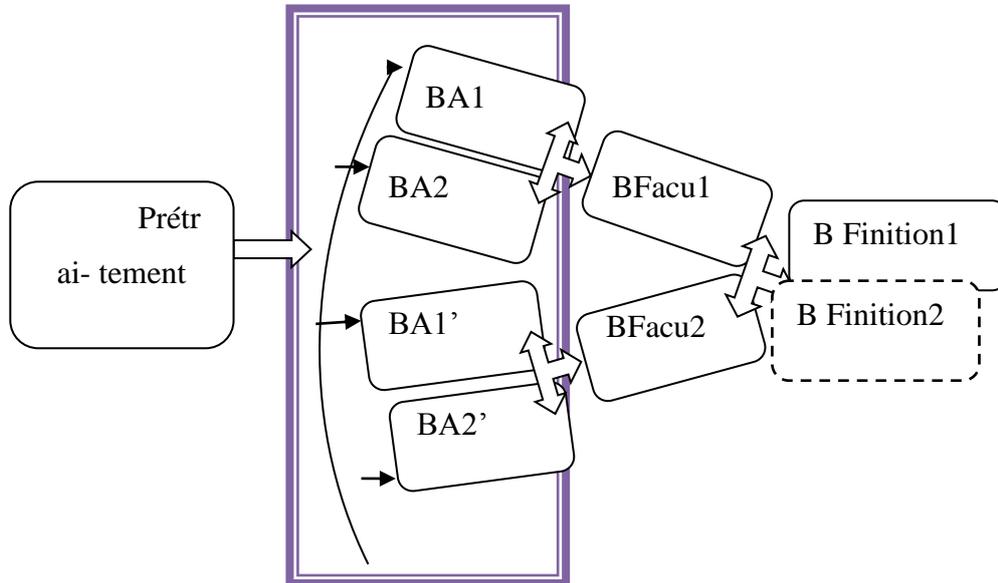


Figure VI.1 : Schéma global de la répartition des bassins d'aération.

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

Soient: V_i , S_i : le volume et la surface élémentaires respectivement.

D'où : $V_i = V_1 * 0.7 / 4 = 398044.8 * 0.7 / 4$

$V_i = 69657.84 \text{ m}^3$

$S_i = S_1 * 0.7 / 4 = 132681.6 * 0.7 / 4$

$S_i = 23219.28 \text{ m}^2 \approx 2.5 \text{ ha}$

On a $S = L * l = 3 * l^2$ D'où $l = \sqrt{S/3} = \sqrt{23219.28/3}$

$l = 88 \text{ m}$

$L = 3 * l = 3 * 88$

$L = 264 \text{ m}$

b) Calcul de la revanche

Elle permet d'éviter la submersion de la crête des digues par les vagues. Pour les petits bassins (surface inférieure à 1 ha), il suffira d'une hauteur de revanche de 0.5m. Pour des surfaces de bassin comprises entre 1 et 3ha, la hauteur de revanche varie linéairement entre 0.5 et 1m. Pour les grands bassins (surface de plus de 3 ha), la revanche peut être estimée par la formule simplifiée suivante : [16]

$$R = 1 + 0.3\sqrt{F}$$

.....VI.14

Avec : R : la revanche ; F : Fetch (longueur du plan d'eau) en km.

Pour notre cas, la surface du bassin est de 2.5 ha, d'où R sera de 0.75m. Pour tenir compte des vagues provoquées par l'aération on majore cette valeur à 1 m. **R = 1m**

Les figures VI.2 et VI.3 représentent, respectivement, les coupes longitudinale et transversale d'une lagune d'aération

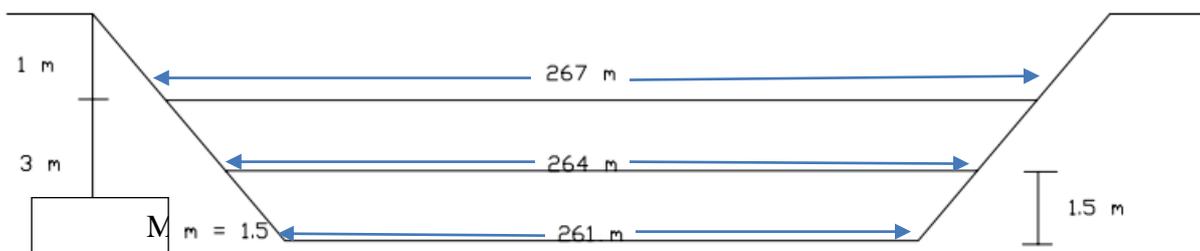


Figure VI.2 : Coupe longitudinale d'une lagune d'aération.

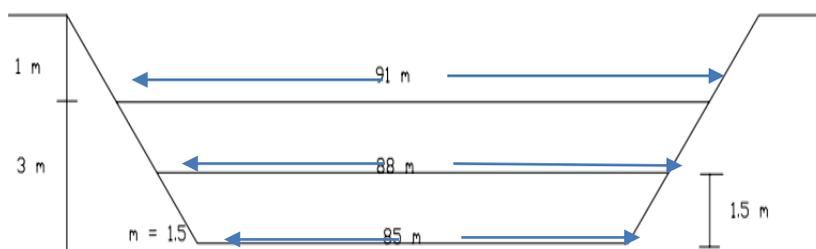


Figure VI.3 : Coupe transversale d'une lagune d'aération.

c) Oxygénation requise

On évalue d'abord les besoins en oxygène, ensuite on fixe le taux de transfert en oxygène pour un aérateur donné.

Le calcul théorique de la consommation d'oxygène est donné par la formule :

$$q_{o_2} = a' L_e + b' X_a \quad (\text{kg/jr}) \dots\dots\dots\text{VI.15}$$

Avec : L_e : DBO_5 éliminée dans le bassin d'aération par jour (Kg/J).

X_a : quantité de boues (MVS) présentes par jour dans le bassin d'aération (Kg/J)

a' : la fraction de pollution transformé en énergie de synthèse au cours de l'épuration et c'est aussi la quantité d'oxygène à fournir aux bactéries pour qu'elles synthétisent la matière vivante à partir d'une pollution.

$0.48 < a' < 0.65$ on prend **$a' = 0.5$**

b' : Fraction d'oxygène correspondante à la quantité de matière détruite par endogène pour fournir l'énergie d'entretien.

$0.07 < b' < 0.11$ on prend **$b' = 0.09$**

Le lagunage aéré est considéré comme un procédé de traitement à boues activée de faible charge donc la charge massique sera $C_m < 0,2 \text{Kg DBO}_5 / \text{Kg.MVS.j}$ (voir le tableau

$$D'où \quad X_t = \frac{CDBO_5}{C_m} = \frac{6875.5}{0.19} = 36186.84 \text{ kg/j}$$

$$D'où \quad q_{O_2} = (0.5 * 6875.5) + (0.09 * 36186.84) = 6694.56 \text{ kg d'O}_2 / \text{j}$$

La quantité d'oxygène horaire

$$q_{O_2/24} = 5579.81/24 = \mathbf{278.94 \text{ Kg O}_2/\text{h}}$$

Calcul des besoins réels en oxygène

En réalité, le transfert d'air atmosphérique vers l'eau épurée se trouve gêné par la présence dans les eaux usées des matières en suspension (MES) et d'agent tensio-actif.

Le passage des conditions théoriques aux conditions réelles s'effectue à l'aide des coefficients correcteurs par la formule suivante :

$$q_{O_2 \text{ réel}} = \frac{q_{O_2}}{\alpha \cdot \beta} \dots\dots\dots \mathbf{VI.16}$$

avec : α : Rapport des coefficients de transfert en eau usée et eau propre. Les coefficients de transfert dépendants de la nature de l'eau (MES, tensio-actif) et du système d'aération.

$$\alpha = \frac{C_s \text{ (eau usée)}}{C_s \text{ (eau épurée)}} \quad \alpha = \mathbf{0.8}$$

$$\beta : \text{Tel que : } 0.8 \leq \beta \leq 0.95, \quad \text{On prend : } \beta = \mathbf{0,95}$$

$$q_{O_2 \text{ réel horaire}} = \frac{278.94}{0.8 * 0.95} = \mathbf{367.026 \text{ Kg O}_2/\text{h}}$$

$$q_{O_2 \text{ réel jour}} = \frac{232.50 * 24}{0.8 * 0.95} = \mathbf{8808.63 \text{ Kg O}_2/\text{j.}}$$

d) Choix des aérateurs

Nous allons opter pour des aérateurs de surface à vis hélicoïdale. Ces équipements sont très utilisés dans le lagunage aéré, leur capacité à flotter et à se mouvoir leur donne une grande flexibilité. [18]

Ils sont constitués d'une hélice située sous l'eau (et non à l'interface air-eau) et attachée à un arbre plein creux. L'autre extrémité de l'arbre est hors de l'eau et fixée au moteur électrique. Quand l'hélice tourne à grande vitesse, entre 1 800 et 600 tr · min⁻¹, une dépression se forme autour d'elle. La figure ci dessous présente un tel système. Les avantages de ces systèmes sont l'absence de projection d'eau et de limitation de taille des bassins, un faible coût d'achat

et une bonne capacité de mélange. De plus, ils sont portables et génèrent moins de bruit que les autres systèmes. Les inconvénients sont la mauvaise aptitude à transférer l'oxygène et les difficultés liées à la conception mécanique. [13]

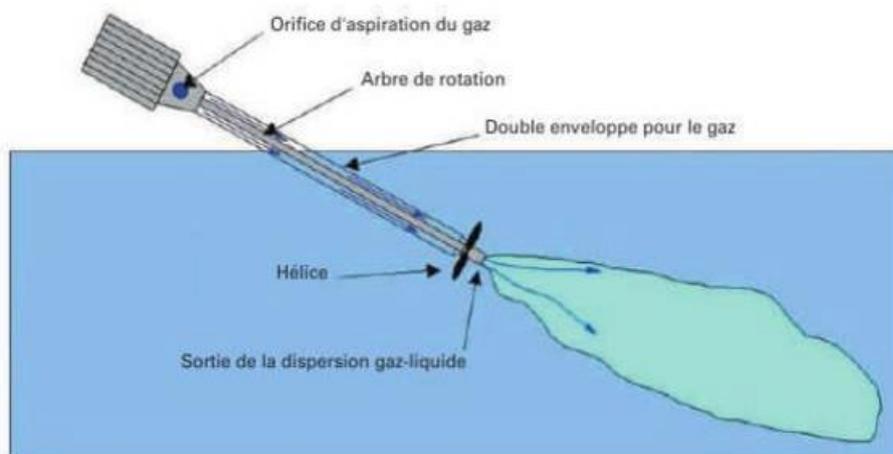


Figure VI.4 : Aérateur à axe horizontal

Ce système permet deux types de montages : à niveau fixe (sur voile du bassin ou sur passerelle ou pont de brassage) et à niveau variable (sur suspension flottante)

Dans notre cas nous allons opter pour un montage sur suspension flottante.

e) Calcul des caractéristiques des aérateurs

e.1) Calcul des besoins en énergie dans les lagunes d'aération (E_n)

Les apports spécifiques des aérateurs de surface ont souvent été compris entre 1 et 2 kgO₂/kwh

$$E_n = \frac{q_{O_2}}{E_a} \dots\dots\dots VI.17$$

Avec : E_n: Puissance de l'aération nécessaire.

q_{O₂} : besoin en oxygène (kg/h)

E_a: quantité d'O₂ par unité de puissance.

On prend : E_a = 1.5 kgO₂/ kwh

Donc : $E_n = \frac{367.026}{1.5} = 244.684 \text{ Kw}$

E_n = 244.684 Kw

f) Déterminations du nombre des aérateurs :

Le nombre des aérateurs dans les bassins est de :

$$N \text{ aérateurs} = \frac{qO_2}{N \cdot P_{aé}} \dots \dots \dots VI.18$$

q O₂: la capacité de pointe d'oxygénation (kg d'O₂ /h)

N: Quantité d'oxygène (kgO₂ /kw.h)

P aé: puissance d'aérateur P aé = 25 kw

$$\text{Donc } N \text{ aérateurs} = \frac{367.026}{1.5 \cdot 25} \qquad \qquad \qquad N \text{ aérateurs} = 10 \text{ Aérateurs}$$

g) Elimination de la DBO₅

Le dimensionnement des lagunes d'aération est basé sur une relation cinétique du premier ordre, où le taux d'élimination de la DBO est basé sur sa concentration initiale [18]

$$S_e = S_0 / [1 + \frac{K_T \cdot T_r}{n}]^n$$

.....VI.19

Avec :: S₀ : DBO de l'affluent (entrée) S₀ = 6875 .50 kg/jr

S_e : DBO de l'effluent (sortie)

T_r : Temps de séjours en (jour) ; T_r = 17jr

n : Nombre de lagunes fonctionnant (n =2)

K_T : constante de dégradation du premier ordre en (jour⁻¹)

K : constante de vitesse (jr⁻¹) qui dépend de la nature de l'effluent (**Tableau VI.6**)

Tableau VI.6 : *Quelques valeurs de K en fonction de la nature de l'effluent*

Type d'effluent	K en jr ⁻¹
Effluents urbains bruts	0.35 à 0.39
Effluents d'un traitement primaire	0.35
Effluents d'un traitement secondaire	0.12 à 0.23

D'où **K_T = 0.23 jr⁻¹**

$$\text{Donc } S_e = 6875.5 / [1 + \frac{0.23 \cdot 17}{2}]^2 \qquad \qquad \qquad S_e \approx 1294.82 \text{ kg/jr}$$

La charge polluante de l'effluent à la sortie des lagunes d'aération est de **98.10 mg/l** avec un rendement épuratoire de **81.17%**.

Tableau VI.7 : Caractéristiques des bassins d'aération :

Paramètre	Unité	Valeur
Lagunes d'aération		
Nombre	-	10
Volume	M ³	69657.84
Surface	M ²	23219.28
Longueur	M	264
Largeur	M	88
Hauteur	M	3
Temps de séjours	Jr	17
Quantité d'air	Kg d'O ₂ /h	232.50
DBO ₅ à la sortie	Kg DBO ₅ / jr	1294.82
Rendement épuratoire	%	81.17

VI.4.2) Les lagunes de facultatif

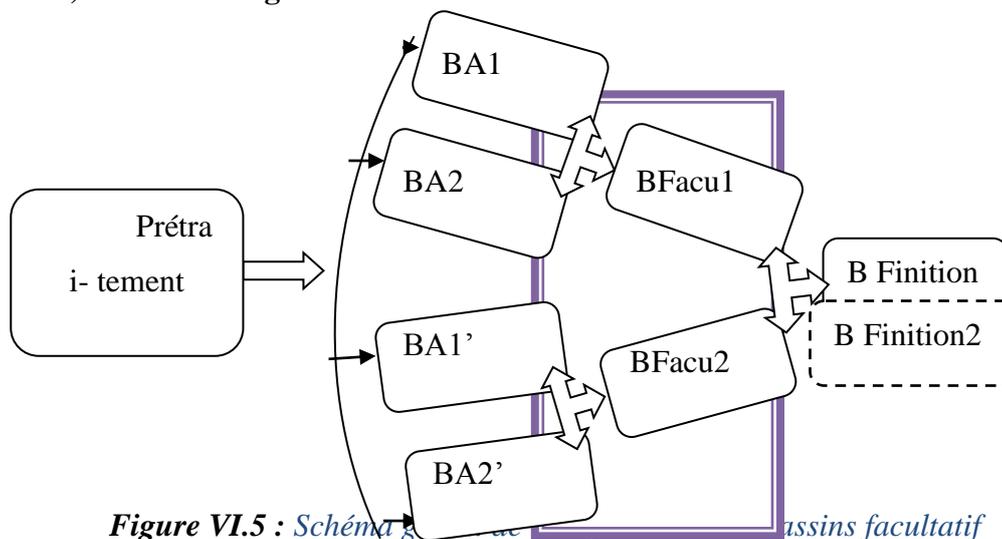


Figure VI.5 : Schéma des bassins facultatif

a) Dimensionnement

On suit la même démarche que pour les lagunes d'aération, mais avec une hauteur et un temps de séjours plus faibles.

On prend $T_r' = 10$ jours ; $h' = 2m$;

On a : $Q = 23414.4 \text{ m}^3/\text{jr}$

Donc $V' = Q * T_r' = 23414.4 * 10 * 0.3$

$$V' = 70243.2 \text{ m}^3$$

$$S' = V' / h' = 70243.2 / 2$$

$$S' = 35121.6 \text{ m}^2 \approx 3.5 \text{ ha}$$

On propose un système de 2 bassins facultatifs fonctionnant en parallèle

$$\text{D'où } V'_i = V' / 2 = 70243.2 / 2$$

$$V'_i = 35121.6 \text{ m}^3$$

$$S'_i = S' / 2 = 35121.6 / 2$$

$$S'_i = 17560.8 \approx \mathbf{1.8 \text{ ha}}$$

On garde le même rapport $L'/l' = 3$

$$\text{On aura alors } \mathbf{l' = 76.50 \text{ m}} \quad \mathbf{L' = 230 \text{ m}}$$

Calcul de la revanche

La superficie d'une lagune de décantation est de 1.8 ha alors la hauteur de la revanche sera 1 m.

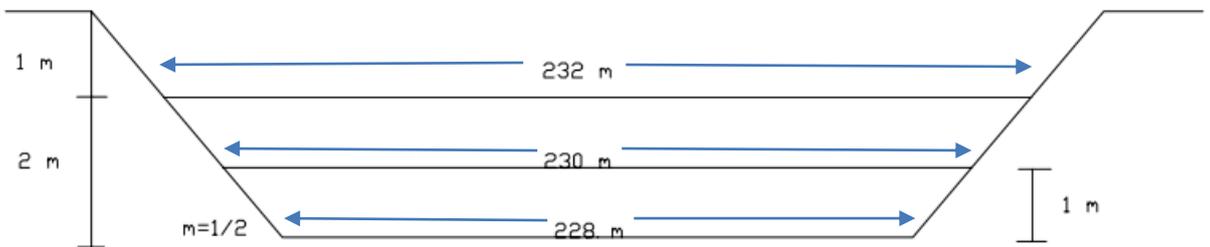


Figure VI.6 : Coupe longitudinale d'une lagune de décantation

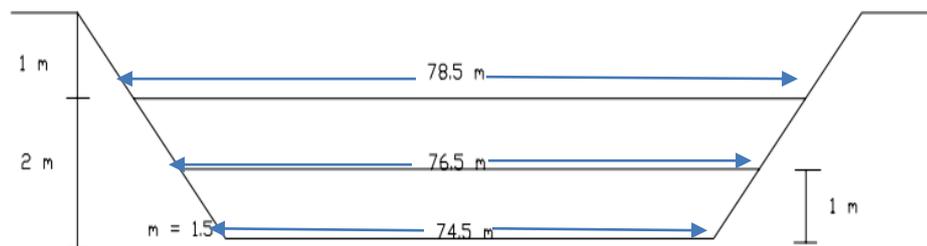


Figure VI.7 : Coupe transversale d'une lagune de décantation

b) Elimination de la DBO₅

Les lagunes de décantations sont assimilables aux lagunes aérobies et anaérobies

Ce type de dimensionnement est lié à l'application de la théorie de la dégradation de la matière organique suivant un loi d'ordre 1^{er} (Marais et Shaw 1961):

$$S'_e = [S'_0 / (1+K*T'_r)]*F.C \dots\dots\dots \mathbf{VI.20}$$

Avec : S'_e : DBO à la sortie des lagunes de décantation

S'_0 : DBO à l'entrée des lagunes de décantation = sortie des lagunes d'aération

F.C. = facteur de correction pour tenir compte de la DBO provenant des produits de la décomposition anaérobie qui s’effectue au fond de l’étang Les valeurs de F.C. utilisées sont entre de 1,2 et 1.05.pour notre cas F.C=1.1

$$S'_0 = 1294.82 \text{ kg/j}$$

K : constante de vitesse (jr^{-1}) qui dépend de la nature de l’effluent (**Tableau VI.4**)

Tableau VI.8 : Quelques valeurs de K en fonction de la nature de l’effluent

Type d’effluent	K en jr^{-1}
Effluents urbains bruts	0.35 à 0.39
Effluents d’un traitement primaire	0.35
Effluents d’un traitement secondaire	0.12 à 0.23

Pour notre cas bien nous fixerons K à 0.2.

$$D'ou S'_e = [1294.82 / (1+0.2*10)]*1.1 \qquad S'_e = 474.76 \text{ kg/jr}$$

La charge polluante de l’effluent à la sortie de la station est de **35.97 mg/l**

Le rendement épuratoire total de la station est de 93.08%.Le rendement épuratoire est excellent, car le lagunage aéré est efficace au niveau de l’élimination de la matière organique.

Le tableau VI.5 résume tous les paramètres de dimensionnement de la station d’épuration.

Tableau VI.9 : Récapitulatif sur les dimensions des bassins facultatifs

Paramètre	Unité	Valeur
Lagunes de décantation		
Nombre	-	02
Volume	M^3	35121.6
Surface	M^2	17560.8
Longueur	M	230
Largeur	M	76.50
Hauteur	M	2
Temps de séjours	Jr	10
DBO₅ à la sortie	Kg DBO ₅ / jr	474.76

En tenant compte des conditions climatologiques de la région, le traitement des boues sera fait par des lits de séchage.

VI.4.3) Les lagunes de finition :

a) Dimensionnement de bassin de finition :

La mise en place de lagune de finition est particulièrement adaptée, après un traitement biologique performant, pour garantir en permanence la qualité du rejet dans des milieux naturels fragiles.

Ce type de bassin est utilisé principalement pour l'élimination des microorganismes par le processus de la respiration endogène. De même ce dernier peut également être utilisé pour la rétention et la dégradation de la fraction biodégradable des matières solides. Il est moyennement profond pour assurer une dégradation anaérobie des matières organiques décantables.

Pour un seul effet de dilution, en excluant toute réaction biologique complémentaire il est possible d'utiliser la formulation suivante :

$$C_s = C_e + [(C_i - C_e) \times e^{-Q/V}]$$

V_iVI.21

C_e = concentration à l'entrée de la lagune.

C_i = concentration initiale dans la lagune.

C_s = concentration en sortie de lagune.

Q = débit pendant le dysfonctionnement.

t = temps de dysfonctionnement.

V = volume de la lagune.

D'où le volume de la lagune est donné par la formule suivant :

$$V = \frac{Q}{\ln\left(\frac{C_s - C_e}{C_i - C_e}\right) \times t} = \frac{23414.4}{\ln\left(\frac{35.97 - 521}{98.10 - 521}\right) \times 5} = 34181.61 \text{ m}^3$$

Avec $h = 1\text{m}$.

$$\Rightarrow S = V/h \Rightarrow S = 34181.6 / 1 = 34181.61 \text{ m}^2 \approx 3.5 \text{ ha.}$$

On propose un système de 2 bassins de finition fonctionnant en parallèle .

$$D'où \quad V_i = V / 1 = 34181.61 / 1 \qquad V'_i = 34181.61 \text{ m}^3$$

$$S_i = S' / 2 = 34181.61 / 2 \qquad S'_i = 17090.80 \approx 1.8 \text{ ha}$$

On garde le même rapport $L'/l' = 3$

$$On \text{ aura alors } \quad l' = 75.5 \text{ m} \qquad L' = 226.5 \text{ m}$$

Tableau VI.10 : Récapitulatif sur les dimensions des bassins de finition :

Lagunes de décantation		
Paramètre	Unité	Valeur
Nombre	-	02
Volume	M ³	34181.61
Surface	M ²	17090.80
Longueur	M	226.5
Largeur	M	75.50
Hauteur	M	1
Temps de séjours	Jr	5

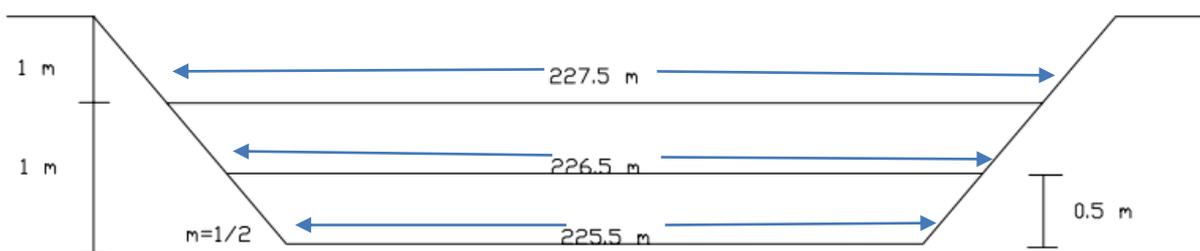


Figure VI.8 : Coupe longitudinale d'une lagune de décantation

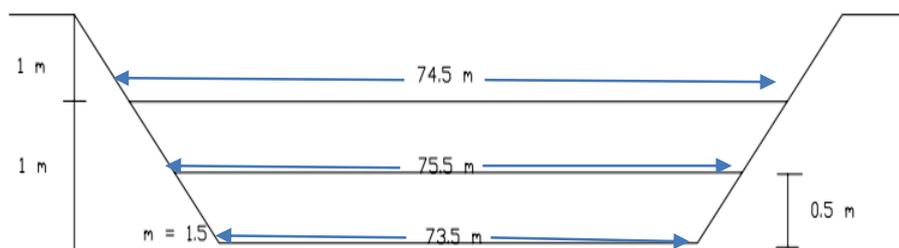


Figure VI.9 : Coupe transversale d'une lagune de finition

b) Calcul de la revanche

La superficie d'une lagune de décantation est de 1.7ha alors la hauteur de la revanche sera de 1 m.

VI.4.4) Etanchéité des lagunes

L'étude géotechnique effectuée au niveau du site d'implantation a révélé l'absence de matériaux étanche. De ce fait les lagunes vont être construites par creusement et évacuation des déblais, et leur étanchéité sera assurée par la mise en œuvre d'une géomembrane au fond des lagunes ainsi que sur leurs parements.

L'emploi d'une géomembrane devient problématique dans le cas d'une nappe dont le toit est situé au-dessous du fond des bassins, ou lorsque des sous pressions de gaz (fluctuation importante de la nappe sous le fond ou décomposition de matière organique avec dégagement de gaz) risquent de soulever la membrane.

Dans tous les cas, un drainage de l'eau et des gaz doit être prévu sous la géomembrane, ce drainage peut consister en un réseau de tuyaux de drainage agricole ou routier enterrées.

Afin d'éviter le colmatage des drains par entrainement de sol fin, il est souhaitable d'utiliser un géotextile, en tant que filtre. (**Fig VI.10**)

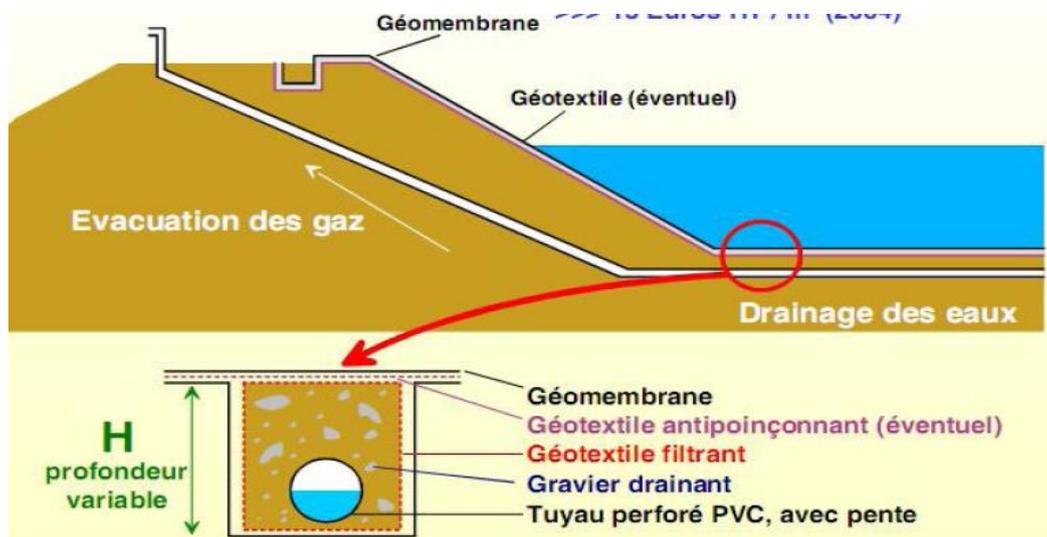


Figure VI.10 : Disposition de géomembrane avec drainage de géotextile

VI.5) Calcul hydraulique

VI.5.1) Calcul du répartiteur

On dimensionne le répartiteur d'aval en amont :

En utilisant la formule du déversoir :

$$Q=0.42 l\sqrt{2g} h^{1,5} \dots\dots\dots VI.22$$

- Q : débit déversant (m³/s)
 - l : largeur de seuil déversant
 - h : hauteur d'eau déversante (m)
 - g : accélération de la gravité (m/s²)
- 0.42 : est le coefficient de débit du seuil frontal
- Z : la hauteur de pelle est prise égale à 1.6m

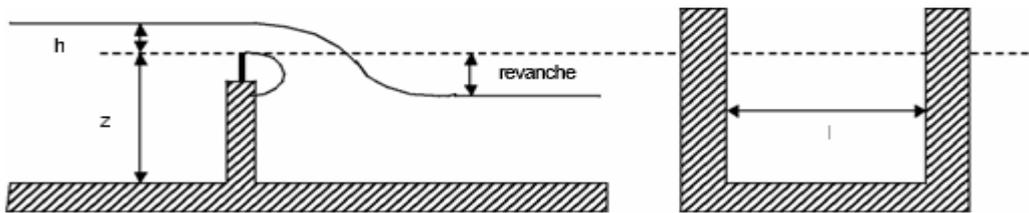


Figure VI.11: coupe longitudinale et transversale d'un déversoir frontal

Le seuil frontal décomposé en quatre seuils de 1m de largeur, on peut déduire la hauteur de la lame déversante puisque les bassins d'aérations sont tous de mêmes dimensions, le débit est divisé carrément en quatre $Q_{dev} = Q/4 = 23414.4/4$ $Q_{dev} = 5853.6 \text{ m}^3/j = 0.068 \text{ m}^3/s$

$$h = \left(\frac{Q}{0.42\sqrt{2g}} \right)^{0.66} = \left(\frac{0.068}{0.42(4.43)} \right) = 0.036 \text{ m}$$

Entre le seuil frontale et la sortie de l'ouvrage il y'a une distance de 1.2m pour la tranquillisation du flux. Pour la bonne répartition du débit, on installe des seuils de 0.2m d'épaisseur, de 1m de longueur et de 0.9m de hauteur.

0.8 m en amont du seuil frontal est établie une cloison siphonide le long de largeur de l'ouvrage. Elle a une épaisseur de 0.2m et une hauteur 1 m.

En amont de la cloison siphonide, il y'a un canal rectangulaire dans lequel déversent les deux collecteurs d'amenée des eaux usées. Il a comme dimensions une largeur de .La disposition des parties de l'ouvrage ainsi que ses dimensions sont montrée les figures **VI.10**

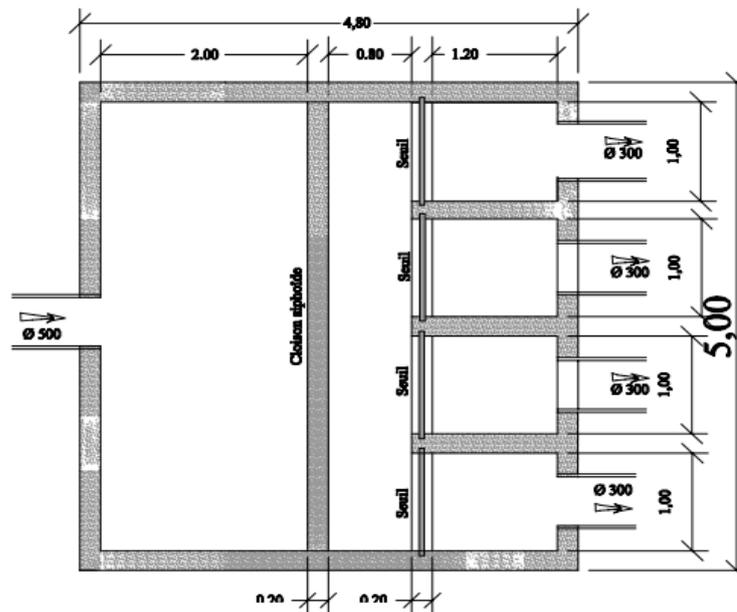


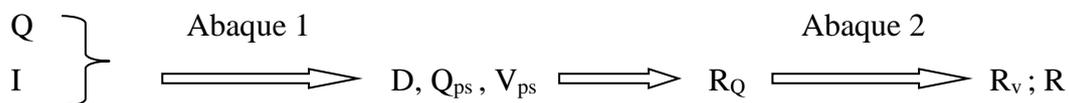
Figure VI.12 : Vue en plan du répartiteur principal

La même procédure est suivie pour dimensionner l'ouvrage de répartition du débit à l'amont des Répartiteur secondaire de bassins de finition.

Remarque : les distances longitudinales entre les parties du répartiteur ainsi que les dimensions de la cloison siphonoïde et celles des seuils de répartition ont été prises de manière standard à partir des travaux entrepris par **Joseph et Rakha PRONOST, Laurent DEPLAT, Jacques MALRIEU et Jean-Marc BERLAND** et qui sont publié par « le Fond Nationale Des Adductions d’Eau » dans le livre « station d’épuration : dispositions constructifs pour un meilleur fonctionnement » entre la page 15 et la page 23.

VI.5.2) Dimensionnement des conduites

Le dimensionnement des conduites sera fait en utilisant les abaques de Bazin (**Annexe I et II**), par la méthode suivante :



Avec : Q : débit de pointe à temps sec à l’horizon 2040 (m³/s)

I : pente de la conduite (m/m)

D : diamètre de la conduite normalisé (mm)

Q_{ps} : débit à pleine section (m³/s)

V_{ps} : vitesse à pleine section (m/s) . Il faut 0,5 < V < 3,5 m/s sinon changer de

diamètre

R_Q : rapport des débits $R_Q = Q/Q_{ps}$

R_v : rapport des vitesses $R_v = V/V_{ps}$

R_h : rapport des hauteurs $R_h = h/D$

h : hauteur de remplissage de la conduite (mm)

L'écoulement dans notre station ne nécessite aucun refoulement, il se fait gravitairement de l'amont jusqu'à l'aval, de ce fait on a choisi des conduites en béton armé. Il faut $0,5 < V < 3,5$ m/s sinon changer de diamètre

a) Conduite entre le dégrilleur et le déssableur déshuileur

Elle a comme dimensions les suivantes :

$$Q = 0.271 \text{ m}^3/\text{s}; I = 0.02 \implies D = 500\text{mm}; Q_{ps} = 0.5\text{m}^3/\text{s}; V_{ps} = 1.75 \text{ m/s}$$

$$\implies R_Q = 0.774 \implies R_v = 1.09; R_h = 0.65; h = 325 \text{ mm}$$

b) Conduite entre le déssableur déshuileur et le répartiteur principal

Elle est dimensionnée comme suit :

$$Q = 0.271 \text{ m}^3/\text{s}; I = 0.042 \implies D = 500\text{mm}; Q_{ps} = 0.37 \text{ m}^3/\text{s}; V_{ps} = 2.6 \text{ m/s}$$

$$\implies R_Q = 0.542 \implies R_v = 1.03; R_h = 0.55; h = 275 \text{ mm}$$

c) Conduite le répartiteur principal et bassins d'aération 1:

$$Q = 0.068 \text{ m}^3/\text{s}; I = 0.02 \implies D = 300 \text{ mm}; Q_{ps} = 0.083 \text{ m}^3/\text{s}; V_{ps} = 0.782\text{m/s}$$

$$\implies R_Q = 0.819 \implies R_v = 1.11; R_h = 0.689; h = 206.7 \text{ mm}$$

Les conduits à la sortie des lagune est de même dimension que celle de précédente

d) Conduite le répartiteur principal et bassins d'aération 2 :

$$Q = 0.068 \text{ m}^3/\text{s}; I = 0.02 \implies D = 300 \text{ mm}; Q_{ps} = 0.083 \text{ m}^3/\text{s}; V_{ps} = 0.782\text{m/s}$$

$$\implies R_Q = 0.819 \implies R_v = 1.11; R_h = 0.689; h = 206.7 \text{ mm}$$

Les conduits à la sortie des lagune est de même dimension que celle de précédente

e) Conduites entre le répartiteur principal et l'entrés des bassins d'aération 3 :

La conduite achemine les eaux usées vers la lagune d'aération. Elle est de dimension suivant

$$Q = 0.068 \text{ m}^3/\text{s}; I = 0.02 \implies D = 300 \text{ mm}; Q_{ps} = 0.083 \text{ m}^3/\text{s}; V_{ps} = 0.782\text{m/s}$$

$$\implies R_Q = 0.819 \implies R_v = 1.11; R_h = 0.689; h = 206.7 \text{ mm}$$

Les conduits à la sortie des lagune est de même dimension que celle de précédente

f) Conduites entre le répartiteur principal et l'entrés des bassins d'aération 4 :

La conduite acheminent les eaux usées vers les lagunes d'aération. Elles sont de dimensions suivantes

$$Q = 0.068 \text{ m}^3/\text{s}; I = 0.02 \longrightarrow D = 300 \text{ mm}; Q_{ps} = 0.083 \text{ m}^3/\text{s} \quad V_{ps} = 0.782 \text{ m/s}$$

$$\longrightarrow R_Q = 0.819 \longrightarrow R_v = 1.11; R_h = 0.689; h = 206.7 \text{ mm}$$

La conduite à la sortie des lagunes sont de même dimension que celles des quatre précédente

g) Conduites entre le répartiteur secondaire et l'entrée de bassin facultatif 1

La conduite acheminent les eaux usées vers la lagune facultatif . Elle est de dimension suivante

$$Q = 0.136 \text{ m}^3/\text{s}; I = 0.024 \longrightarrow D = 400 \text{ mm}; Q_{ps} = 0.21; V_{ps} = 1.33 \text{ m/s}$$

$$\longrightarrow R_Q = 0.65 \longrightarrow R_v = 1.05; R_h = 0.59; h = 236 \text{ mm}$$

Les conduits à la sortie de lagune est de même dimension que celle précédente.

h) Conduites entre le répartiteur secondaire et l'entrés de bassin facultatif 2

Ces deux conduites acheminent les eaux usées vers les lagunes d'aération. Elles sont de dimensions suivantes

$$Q = 0.136 \text{ m}^3/\text{s}; I = 0.02 \longrightarrow D = 400 \text{ mm}; Q_{ps} = 0.17; V_{ps} = 0.425 \text{ m/s}$$

$$\longrightarrow R_Q = 0.8 \longrightarrow R_v = 1.105; R_h = 0.66; h = 264 \text{ mm}$$

La conduit à la sortie de lagune est de même dimension que celle précédente

h) Conduite de liaison entre le répartiteur secondaire et bassin de finition 1 :

$$Q = 0.136 \text{ m}^3/\text{s}; I = 0.02 \longrightarrow D = 400 \text{ mm}; Q_{ps} = 0.17; V_{ps} = 0.425 \text{ m/s}$$

$$\longrightarrow R_Q = 0.8 \longrightarrow R_v = 1.105; R_h = 0.66; h = 264 \text{ mm}$$

La conduites à la sortie de lagune est de même dimension que celle la précédente.

i) Conduites entre le répartiteur secondaire est le bassin de finition 2 :

$$Q = 0.136 \text{ m}^3/\text{s}; I = 0.02 \longrightarrow D = 400 \text{ mm}; Q_{ps} = 0.17; V_{ps} = \text{ m/s}$$

$$\longrightarrow R_Q = 0.8 \longrightarrow R_v = 1.105; R_h = 0.66; h = 264 \text{ mm}$$

j) Conduite vers le rejet final

Le rejet final se fait au niveau de Zegrir. La conduite véhiculant le débit épuré est de caractéristiques suivantes :

$$Q = 0.271 \text{ m}^3/\text{s}; I = 0.02 \longrightarrow D = 500 \text{ mm}; Q_{ps} = 0.5 \text{ m}^3/\text{s}; V_{ps} = 1.75 \text{ m/s}$$

$$\Longrightarrow R_Q = 0.774 \Longrightarrow R_v = 1.09 ; R_h = 0.65 ; h = 325 \text{ mm}$$

VI.6) Profil hydraulique

Le profil hydraulique consiste à calculer les différents niveaux d'eau le long de la chaîne de traitement, qui nous renseignent sur la position de la ligne de charge.

Les Cotes moyennes du terrain naturel des zones d'implantation des ouvrages sont représentées sur le tableau **VI.12**

Tableau VI.8 Cotes du terrain naturel des différents ouvrages de la station

Ouvrages	CTN (m)	Ouvrages	CTN (m)
Dégrilleur	357.8	Bassin d'aération	348
Déssableur-déshuileur	356.7	Bassin facultatif	344.65
Bassin d'aération	348		344.65
	348	Bassin de finition	344.65
	348	Bassin de finition	344.65

VI.6.1) Calculs des cotes piézométriques des différents ouvrages

On calcule les cotes piézométriques d'après l'équation de BERNOULLI donnée par :

$$P_1/W + V_1^2/2g + Z_1 = P_2/W + V_2^2/2g + Z_2 + H_{1-2} \dots\dots\dots \text{VI.23}$$

Avec:

P_1/W et P_2/W : énergies de pression dans les sections (1) et (2).

$V_1/2g$ et $V_2/2g$: énergies cinétiques en (1) et (2).

Z_2 et Z_1 : cotes des points (1) et (2).

H_{1-2} : pertes de charges dans le tronçon (1-2).

La variation de vitesse est très faible, donc les énergies cinétiques peuvent être éliminées on aura donc :

$$P_1/W + Z_1 = P_2/W + Z_2 + H_{1-2}$$

On pose : $P_1/W = H_1$ et $P_2/W = H_2$

Donc : $H_1 + Z_1 = H_2 + Z_2 + H_{1-2}$

$Cp_1 = H_1 + Z_1$: cote piézométrique au point (1).

$Cp_2 = H_2 + Z_2$: cote piézométrique au point (2).

$$Cp_1 = Cp_2 + H_{1-2}$$

Tableau VI.7 Les caractéristiques des différents ouvrages de la station

Type de bassin	Numéro de bassin	Cote de fond	Cote de crête	Hauteur d'eau	Cote piézométrique	Surface moyenne	Volume d'eau
		(m)	(m)	(m)	(m)	(m ²)	(m ³)
Dégrilleur		358	360	1.00	359	4.5	4.5
déssableur-déshuileur		357	360	2.00	359	77.37	131.54
BASSIN D'AIRATION	BA1	348.65	352.65	3.00	351.65	23219.28	69657.84
	BA2	348.65	352.65	3.00	351.65	23219.28	69657.84
	BA3	348.65	352.65	3.00	351.65	23219.28	69657.84
	BA4	348.65	352.65	3.00	351.65	23219.28	69657.84
BASSIN FACULTATIF	BF1	345.15	348.65	2.00	347.65	17560.8	35121.6
	BF2	345.15	348.65	2.00	347.65	17560.8	35121.6
BASSIN DE FINITION	BFi1	345.15	347.15	2.00	347.65	17090.80	34181.61
BASSIN DE FINITION	BFi1	345.15	347.15	2.00	347.65	17090.80	34181.61

VI.7) Conclusion

A travers les calculs effectués dans ce chapitre nous avons dimensionné les différents ouvrages de la station. Il est très clair que le lagunage aéré fait appel à des surfaces et des temps de séjours beaucoup plus réduits que le lagunage naturel.

Ce chapitre nous a permis également de déterminer les différents diamètres des conduites reliant les ouvrages de la station ainsi que les côtes piézométriques et les côtes radier afin d'assurer le bon fonctionnement de la station d'un point de vue hydraulique.

CHAPITRE VII : Exploitation et dysfonctionnement des lagunes

CHAPITRE VII : EXPLOITATION ET DYSFONCTIONNEMENT DES LAGUNES

VII.1) Introduction

Le lagunage est un système d'épuration à part entière ; un cahier d'exploitation, où seront consignées les observations, mesures et opérations d'entretien, doit donc être tenu régulièrement. Ainsi, ce chapitre est consacré aux différentes tâches d'exploitation pour un bon fonctionnement de la station et aux principaux dysfonctionnements rencontrés dans la gestion de ce type de station d'épuration.

VII.2) Tâches d'exploitation

VII.2.1) Mise en service

Pour éviter la détérioration de l'étanchéité du fond des lagunes par un dessèchement, de même que pour éviter l'installation d'animaux nuisibles (rongeurs, taupe...), il est conseillé de mettre en eau très rapidement les lagunes. Compte-tenu du temps de séjour hydraulique des lagunes naturelles de 20 à 30 jours, il faudra dans la plupart des cas approvisionner les lagunes, en complément aux effluents, avec de l'eau d'un étang, les eaux pluviales des toitures par exemple.

Le remplissage sera donc réalisé en deux étapes :

- Remplissage de premier bassin aérobie en eau de rivière.
- Remplissage des autres bassins par arrivée des eaux usées seules dans le premier bassin.[11]

VII.2.2) Plantations

Il est recommandé de favoriser la culture du gazon sur les bords des bassins afin d'éviter l'érosion par les vagues qui se produisent par grands vents. Cependant, cette culture risque de favoriser le développement des moustiques [20].

VII.2.3) Surveillance générale

La surveillance générale est indispensable pour détecter les éventuelles anomalies sur l'installation telles que l'érosion des digues, la présence de rongeurs, l'obstruction des ouvrages de communication, le développement des lentilles d'eau

a) La surveillance journalier

Ces surveillances peuvent être effectuées par l'exploitant, différentes épreuves ou observations permettent d'apprécier la rationalisation de la conduite de la station d'épuration :

- le test de décantation et de turbidité.
- les odeurs.
- les couleurs des boues.
- le manque d'oxygène se fait sentir par une odeur désagréable, et une couleur de boue grise noire,
- l'état des digues.

Pour cela, il est indispensable de parcourir toutes les digues (ce passage crée de plus un "dérangement" qui peut dissuader l'installation des rongeurs).

Afin de permettre des contrôles périodiques plus précis, il est important que l'exploitant tienne un journal de bord sur lequel il consignera les résultats des tests et les observations faites.

b) La surveillance périodiques :

Le but essentiel de ces contrôles est d'attribuer aux résultats détenus préalablement des solutions fiables et d'apporter au maître de l'ouvrage les conseils nécessaires à une bonne exploitation en proposant toutes les améliorations ou rectifications qui s'imposent.

Les investigations complémentaires qu'il est souhaitable de mener dans le cadre de ces visites sont :

- une mesure de l'oxygène dans le bassin d'aération.
- une analyse des boues prélevées dans le bassin d'aération après un fonctionnement de 15 à 20 mn des aérateurs, ayant pour objet de déterminer la décantabilité, la teneur en MES et la teneur en MVS.
- une analyse de l'effluent épuré sur un prélèvement instantané, considérant que la quantité de l'effluent épuré varie généralement très peu dans une journée sur une station d'épuration.
- une visite bilan au moins une fois par an qui consistera à effectuer un diagnostic complet du fonctionnement de la station, en effectuant notamment :
 - des analyses sur l'effluent reçu par la station en 24h à partir de prélèvements, visant à déterminer les mêmes paramètres en fonction du débit.

VII.2.4) Opérations spécifiques

a) Entretien des ouvrages de prétraitement

a.1) Dégrilleur :

- Les déchets seront évacués quotidiennement, le nettoyage des parois des grilles se fait par un jet d'eau et l'enlèvement des matières adhérentes putrescibles par les râtaux.
- Noter les quantités de refus journalier.
- vérifier le niveau d'huile et de graisse des chaînes d'entraînement.
- vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement électromécanique de l'installation.

a.2) Déssableur

Il est uniquement nécessaire pour un réseau acheminant des quantités importantes de sables. Les opérations à réaliser sont les suivantes :

- Maintenir quotidiennement le poste en état de propreté.
- vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement de l'installation.

a.3) Dégraissage

Il est effectué par une cloison siphonide placée à l'arrivée des eaux usées dans la lagune d'aération. L'entretien se résume en un nettoyage de la cloison siphonide 1 fois par semaine

a.4) Bassin d'aération

- Chaque jour contrôler et intervenir pour tous les équipements d'aération fonctionnent convenablement.
- Vérifier et entretenir les procédures automatiques de démarrage et d'arrêt des aérateurs.
- Noter les paramètres de fonctionnement (débit et oxygène).
- Mesurer et noter quotidiennement la charge en DBO entrante, et la concentration des boues dans le bassin.

La présence d'algues dans les bassins aérés fera perdre toute signification à la mesure d'oxygène si cette mesure est réalisée en période diurne. La présence d'algues en grande quantité dans ces bassins n'est pas souhaitable. Si la couleur de l'eau dans les bassins d'aération évolue au vert foncé, il faudra augmenter les temps de fonctionnement des aérateurs quelles que soient les valeurs d'oxygène mesurées. En effet, dans ces cas, la surcharge organique sur un bassin se comportant en fait comme un lagunage naturel entraîne un risque d'anaérobiose qui peut apparaître en quelques jours, notamment en période de réchauffement des eaux. Cette anaérobiose conduira à un développement des bactéries du soufre qui feront

passer la couleur de l'eau du vert au brun (bactéries rouges) avec de possibles dégagements d'odeurs d'hydrogène sulfuré. En cas d'odeurs inhabituelles, et notamment en été par temps orageux, le fonctionnement des aérateurs sera maintenu 24 heures consécutives ou plus jusqu'à élimination totale des odeurs.

a.1) Lagune facultatif

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

Un curage des boues doit être réalisé, il sera conduit de la manière suivante :

- vidange des lagunes par :

les dispositifs de vidange basse entre les lagunes, sortie d'effluent traité de la 3ème lagune vers la parcelle enherbée, ou une autre parcelle.

- reprise des boues par pompage à la tonne à lisier.

Les boues peuvent être ensuite :

- épandues directement

- ou mélangées à d'autres effluents de l'élevage (lisier, etc...) en cas de stockage en attente d'épandage.

Dans tous les cas, l'épandage de ces boues sur les terrains autorisés doit respecter :

- les périodes d'épandages

a.2) Lagune de finition

On peut y ajouter une lagune de finition de type mixte (microphytes et macrophytes) pour affiner le traitement notamment au niveau de l'azote, voire du phosphore.

Dans le cas d'une lagune macrophytes, le faucardage de macrophytes est absolument nécessaire ; il a pour but :

- D'empêcher le pourrissement des végétaux dans l'eau qui provoquent une surcharge en matière organiques et en nutriments.

- Limiter les écoulements préférentiels de l'eau qui réduisent le temps de séjour. [20]

b) Mesures bathymétriques

Ce sont des mesures qui permettent le suivi de l'épaisseur des sédiments. Elles nécessitent un quadrillage fin pour évaluer le volume à curer et prévoir les moyens nécessaires à leur extraction.

b.1) Clôture du terrain

La clôture d'une installation d'épuration par lagunage peut parfois poser quelques problèmes.

Pour les lagunes aérées profondes, il est indispensable que l'installation soit clôturée au même titre que les stations d'épuration classiques. Il conviendra d'utiliser les procédés de clôture en usage dans le milieu agricole environnant, c'est-à-dire plus souvent le fil de fer ronce et les piquets de bois qui suffiront à interdire l'accès des lagunes. Ce dispositif pourra être complété, le cas échéant, par une haie vive.

VII.3) Dysfonctionnements des lagunes

Les principaux dysfonctionnements rencontrés dans la gestion d'une station d'épuration par lagunage aéré sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau VII.1 Principaux dysfonctionnements du lagunage aéré [15]

Dysfonctionnement	Cause	Solution
-Odeurs -Départs de boues	-Curages trop espacés	-Curer dès que la hauteur de boues atteint 0,5
	-Boues trop légères et peu décantables	-Diminuer la charge massique du système en plaçant un traitement primaire en tête de station. Au cas où celle-ci est raccordée à un réseau unitaire, prévoir un trop plein au niveau du poste de relèvement (pour maintenir un temps de séjour minimum dans l'ouvrage) - Réfléchir à l'opportunité
- Coloration brune - Odeurs - Difficulté de décantation	-Mauvaise aération, décantation importante dans la lagune d'aération, développement de bactéries	-Aérer en continu jusqu'à disparition des odeurs au-dessus de la lagune d'aération (en général 24 heures au moins)
	-Prolifération de bactéries filamenteuses	-Optimiser la répartition de l'énergie de brassage et d'aération (certaines turbines flottantes ont de mauvais rendements d'oxygénation) - Appliquer en
-Rejet d'algues vertes	-Cycle d'aération peu ou pas adapté à la charge polluante	-Régler les plages d'oxygénation et de repos en enregistrant sur des périodes suffisamment longues et différentes
	-Station surchargée	-Introduction de daphnies dans la

VII.4) Conclusion

Le bon fonctionnement d'une station d'épuration n'est pas conditionné seulement par son dimensionnement et sa réalisation correcte, mais il est aussi lié à sa bonne exploitation. Cette tâche de gestion repose essentiellement sur l'entretien des différents ouvrages de la station ainsi que la mise en place de dispositifs de protection pour assurer l'hygiène et la sécurité des travailleurs.

Conclusion générale :

Au terme de ce travail, nous avons montré que l'implantation d'une station d'épuration par lagunage aéré de Guerrara est une nécessité pour protéger le milieu récepteur qui a un caractère socio-économique très important stratégiquement soit à l'échelle local ou national.

En effet, la conception d'une station d'épuration est non seulement la meilleure solution pour faire face aux problèmes d'assainissement (protection de la santé publique et l'environnement) mais elle joue aussi un rôle dans la sauvegarde de la ressource en utilisant les eaux usées épurées en irrigation et les boues produites comme engrais dans l'agriculture.

Il est à noter que le choix du procédé de lagunage -aéré est guidé par le fait qu'il est moins exigeant quant aux conditions de terrain puisqu'il implique des volumes trois fois plus faibles et des surfaces inférieures de 6 à 10 fois selon la profondeur des lagunes. Aussi, sa fiabilité et surtout le fait que ses meilleures conditions de fonctionnement et notamment son efficacité bactériologique coïncident avec les périodes les plus chaudes qui sont également les périodes pendant lesquelles les milieux récepteurs sont les plus sensibles en font un outil remarquable pour la protection des ressources naturelles en eau. Enfin, l'intégration harmonieuse de ces équipements aux paysages ruraux devrait satisfaire les défenseurs de la nature les plus exigeants.

Le système projeté dans ce projet permet également d'atteindre des rendements épuratoires acceptables comparativement avec la technique classique de boues activées.

La station proposée a été dimensionnée pour l'horizon 2040 et comprend 04 bassins d'aération dont le volume d'eau 278631.36 m^3 , bassins facultatifs occupant un volume de 70243.2 m^3 et des bassins de finition d'un volume de 34181.61 m^3 pour l'élimination des germes pathogènes et un abattement supplémentaire en sels nutritifs.

References bibliographiques

- [1] **Office National Météorologique** de Ghardaïa (ONM)
- [2] : **Direction des Ressources En L'Eau** de la Wilaya de Ghardaïa.
- [3]. **Abdi Saad Nouh.MFF** (ENSH) Conception de la step d'ELBAYDH.2008
- [4]. **Abdelkader.Gaid** (Ingénieur Process)Traitement des eaux usées urbaines Direction technique Omnium de Traitement et de Valorisation (OTV) Mise à jour du texte de J. SIBONY et B. BIGOT paru en 1993
- [5] **CONCEPTION DE LA STATION D'EPURATION DE LA VILLE DE TISSEMSILT** (W.TISSEMSILT).
- [6] **Hatem Dhaouad** Traitement des Eaux Usées Urbaines Les procédés biologiques d'épuration.
- [7]: Vincent Jobanet. Le lagunage aéré : un compromis technico-économique intéressant. FUCHS N°278
- [8]: A.HACHEMI. Cours d'épuration des eaux usées 4ieme année. ENSH 2012.
- [9]: **L.TAFAT**. Polycopie cours d'épuration 5ieme année ENSH 2013.
- [10]: **Conseil d'Architecture, d'Urbanisme et de l'Environnement du Tarn (CALTE)**. Assainissement autonome par lagunage naturel. Février 2007
- [11]: **Organisation des nations unies pour l'éducation, la science et la culture**. Traitement des eaux usées par lagunage. Fiche technique Aout 2008.
- [12]: **S.HOULI. Thèse de Magistère** .Etude de l'élimination de l'Azote et du Phosphore dans le lagunage naturel ENSH 2002
- [13] : **Office International de l'eau**. Conception/dimensionnement. Caractérisation des eaux usées. Avril 2005
- [14] : **C.BERNARD et G.DEGOUTTE**. Le génie civil des bassins de lagunage naturel. FNDAE Septembre 1990.
- [15] : **FNDAE N°01**. Guide technique à l'usage des petites collectivités. L'exploitation des lagunages naturels.

[16] : **Ecosite du pays de Thau. L'épuration des eaux usées** : le lagunage naturel, cas de la station de Mèze-Loupian.

[17]: **GIS-BIOSTEP. J.P.CANLER.** Dysfonctionnements biologiques des stations d'épuration : origines et solutions. FNDAE N°33. 2005

[18] : **CEMAGREF, ENSP, SATESE, Agence de Peau.** Assainissement des collectivités. France 1990.

[19] : [http://www.gedo.fr/fiche conseil/trait eau/trait physico.htm](http://www.gedo.fr/fiche_conseil/trait_eau/trait_physico.htm).

[20] : WWW,ONA.dz

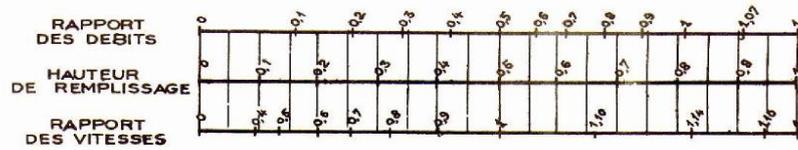
Annexes

Annexe N°1

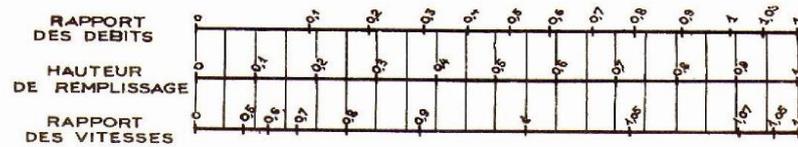
ANNEXE X

VARIATIONS DES DEBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE (d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux 3/10, le débit est les 2/10 du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les 78/100 de la vitesse correspondant au débit à pleine section

Annexe N°2

ANNEXE VII

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF (Canalisations circulaires – Formule de Bazin)

