

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option: CONCEPTION DES SYSTEME D'ASSAINISMENT**

**THEME DU PROJET :**

**ETUDE COMPARATIVE ENTRE LE LAGUNAGE NATUREL ET LE  
LAGUNAGE AERE DE LA VILLE D'OUMACHE (W.BISKRA)**

**Présenté Par :**

**M<sup>me</sup> KHALFI Ferial**

**Devant les membres du jury**

| Nom et Prénoms                    | Grade      | Qualité      |
|-----------------------------------|------------|--------------|
| M <sup>r</sup> KHODJET-KESBA Omar | Professeur | Président    |
| M <sup>me</sup> BERBACHE Sabah    | M.A.A      | Examinatrice |
| M <sup>r</sup> DJELLAB Mohamed    | M.C.A      | Examineur    |
| M <sup>me</sup> CHENITI Naoual    | M.A.A      | Examinatrice |
| M <sup>me</sup> HOULI Samia       | M.A.A      | Promotrice   |

**Session juin - 2017 H.U.**

# *Remerciements*

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

*Je tiens à remercier Mme HOULI Samia, ma promotrice de projet de fin d'étude à l'ENSH, qui m'a suivi tout au long de cette période et m'a conseillé sur l'orientation que celui-ci devrait prendre.*

*Monsieur KECHIDE. H, ingénieur à NEE, pour sa collaboration en me fournissant des données précises sur mon travail.*

*Monsieur TILMATINE. Y ingénieur à l'ONA pour son aide et ses explications.*

*L'ensemble des enseignants qui m'ont suivi durant mon cycle d'étude et Particulièrement Monsieur A. AMMARI Chef de Département d'Hydraulique Urbaine et Monsieur BELLAOUKLI enseignant à l'ENSH.*

*Mon respect aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier mon travail.*

*Et Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de ce projet.*

***KHALFI Ferial***

## *Dédicace*

*Toutes les lettres ne sauraient trouver les mots qu'il faut... Tous les mots ne sauraient exprimer la gratitude, L'amour, le respect, la reconnaissance... Aussi, c'est tout simplement que je dédie ce modeste travail .....*

*À mon cher père*

*Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être. Que Dieu le Tout Puissant l'accorde sa grâce et sa miséricorde et l'accueille en son vaste Paradis.*

*À ma chère maman*

*Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours.*

*Puisse Dieu, le Très Haut, vous accorder santé, bonheur et longue vie et faire en sorte que jamais je ne vous déçoive.*

*À mes adorables frères : Salim, Mohamed, Réda et ma chère sœur Asma et son fils Abderrahmen Rachid.*

*A ma chère copine Khiaoula ,ma sœur et mon amie fidèle, qui m'a assisté dans les moments difficiles et m'a pris doucement par la main pour traverser ensemble des épreuves pénibles....*

*À mes chers oncles, tantes cousins et cousines*

*À mes amies de toujours : Nadjet et Amel.*

***KHALFI Ferial***

## ملخص

الهدف المنشود من عملنا هو المقارنة بين تقنيتين لمعالجة مياه الصرف الصحي ' تقنية الأحواض بالتهوئة و تقنية البحيرات الطبيعية وهذا لإنشاء محطة مناسبة لتصفية هذه المياه العائدة لمدينة أوماش. حيث ان المياه المستعملة لهذه المنطقة يتم صيدها مباشرة في الوسط الطبيعي المسمى ' واد جدي' والتي تسببت في تلويث تدهور المحيط المجاور و تعريض الصحة العمومية للخطر. و على هذا الأساس تم إجراء دراسة نظرية دقيقة و مفصلة بين هاتين التقنيتين من خلال تسليط الضوء على مختلف الخصائص و القيود المتعلقة بكل قطاع ' والتي تتمثل في الاعتبارات البيئية ( المحيط ' طبيعة الموقع ) ' التقنية ( مبدأ التشغيل) و الاقتصادية ( الاستثمار ). وعلى غرار هذه الدراسة فقد تم اختيار تقنية الأحواض الهوائية كحل انسب لمنطقتنا

الكلمات الرئيسية: البحيرة، تصميم، دراسة مقارنة، مبدأ التشغيل

## Résumé

L'objectif de notre travail est la comparaison entre deux techniques d'épuration en l'occurrence le lagunage naturel et le lagunage aéré afin de dimensionner une station d'épuration pour traiter les eaux usées de la ville OUMACHE (W. BISKRA). En effet, les eaux usées issues de cette agglomération sont directement déversées dans le milieu naturel « Oued DJEDDI ». Cette situation peut engendrer une dégradation de ce milieu, une limitation de son usage et un risque de santé publique.

Pour ce faire, une étude théorique détaillée de ces deux procédés a été réalisée en mettant en exergue les différentes contraintes présentées par chaque filière et qui sont d'ordre environnemental (milieu récepteur, nature du site), d'ordre technique (principe de fonctionnement) et d'ordre économique (investissement). Notre choix s'est fixé pour le procédé de lagunage aéré qui le plus adapté dans notre zone.

Mot clés : Lagunage , dimensionnement , étude comparative , principe de fonctionnement

## Abstract:

The aim of our work is to compare two water purification techniques, namely natural lagooning and aerated lagooning in order to size a sewage treatment plant to treat wastewater in the town of OUMACHE (W. BISKRA). Indeed, the waste water from this agglomeration is directly discharged into the natural environment "Oued DJEDDI". This situation can lead to a degradation of this environment, a limitation of its use and a risk of public health. Accordingly, a detailed theoretical study of these two processes was carried out, highlighting the different constraints presented by each sector, which are of an environmental nature (receiving environment, nature of the site), technical ) and economic (investment). Our choice has been made for the aerated lagooning process that is most suitable in our area.

Key words: Lagooning , dimensioning, comparative study, operating principle



# ***SOMMAIRE***

## **-Introduction générale**

### **CHAPITRE I : NATURE ET ORIGINE DES EAUX USEES**

|                                                              |    |
|--------------------------------------------------------------|----|
| I.1. Introduction .....                                      | 01 |
| I.2. Origine et nature des eaux usées .....                  | 01 |
| I.2.1. Eaux usées domestiques .....                          | 01 |
| I.2.2. Eaux industrielles .....                              | 02 |
| I.2.3. Eaux de ruissellement.....                            | 02 |
| I.2.4. Eaux usées agricoles.....                             | 02 |
| I.3. Pollution des eaux.....                                 | 02 |
| I.3.1 Définition de la pollution.....                        | 02 |
| I.3.2. Principaux types de pollution.....                    | 03 |
| I.3.2.1. Organique.....                                      | 03 |
| I.3.2.2.Minérale .....                                       | 03 |
| I.3.2.3. Toxique .....                                       | 03 |
| I.3.2.4. Microbiologique .....                               | 03 |
| I.3.2.4.1. Bactéries.....                                    | 03 |
| I.3.2.4.2.Virus .....                                        | 03 |
| I.3.2.4.3. Protozoaires .....                                | 04 |
| I.3.2.4.4.Helminthes .....                                   | 04 |
| I.3.2.4.5. Champignons .....                                 | 04 |
| I.3.2.4.6.Coliformes fécaux.....                             | 04 |
| I.3.2.4.7. Streptocoques fécaux.....                         | 04 |
| I.4. Paramètres définissant la pollution des eaux usées..... | 04 |

|                                                                                                    |    |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| I.4.1. Paramètres physico-chimique.....                                                            | 04 |
| I.4.1.1. Température.....                                                                          | 04 |
| I.4.1.2. Potentiel Hydrogène pH.....                                                               | 05 |
| I.4.1.3. Matières en suspension (MES).....                                                         | 05 |
| I.4.1.4. DBO <sub>5</sub> : demande biochimique en oxygène sur cinq jours (DBO <sub>5</sub> )..... | 05 |
| I.4.1.5. Demande chimique en oxygène (DCO).....                                                    | 06 |
| I.4.1.6 Coefficient de La biodégradabilité (DCO/DBO <sub>5</sub> ).....                            | 06 |
| I.4.1.7. Matière Azotée .....                                                                      | 06 |
| I.4.1.8. Composés Phosphorés (P).....                                                              | 06 |
| I.4.2. Eléments toxiques .....                                                                     | 07 |
| I.4.3. Paramètres biologiques .....                                                                | 07 |
| I.5. Choix des paramètres de caractérisation.....                                                  | 07 |
| I.6. Effets d'un rejet d'eaux usées sur les milieux récepteurs.....                                | 07 |
| I.6.1. Effets sur le sol.....                                                                      | 07 |
| I.6.2. Effets sur les eaux souterraines.....                                                       | 08 |
| I.6.3. Effet sur les eaux superficielles.....                                                      | 08 |
| I.7. Composition des eaux usées urbaines.....                                                      | 08 |
| I.8. Normes de rejet.....                                                                          | 08 |
| I.9. Conclusion.....                                                                               | 09 |

## **CHAPITRE II : GENERALITES SUR LE LAGUNAGE**

|                                     |    |
|-------------------------------------|----|
| II.1. Introduction.....             | 10 |
| II.2. Lagunage naturel.....         | 10 |
| II.2.1. Définition.....             | 10 |
| II.2.2. Domaine d'application ..... | 11 |
| II.2.3. Types des lagunes.....      | 11 |

|                                                                 |    |
|-----------------------------------------------------------------|----|
| II.2.3.1. Lagunes à macrophytes.....                            | 11 |
| II.2.3.2. Lagunes à microphytes.....                            | 11 |
| II.2.3.3. Lagunes composites (mixtes).....                      | 12 |
| II.2.3.4. Lagunes anaérobies.....                               | 12 |
| II.2.3.5. Lagunes aérées ou facultatives.....                   | 12 |
| II.2.3.6. Lagunes de maturation.....                            | 13 |
| II.2.4. Principe de fonctionnement.....                         | 13 |
| II.2.5. Performance attendues par le lagunage naturel .....     | 14 |
| II.2.6. Base de dimensionnement .....                           | 15 |
| II.2.7. Avantages et les inconvénients du lagunage naturel..... | 16 |
| II.2.7.1. Avantages.....                                        | 16 |
| II.2.7.2. Inconvénients.....                                    | 16 |
| II.3. Lagunage aéré .....                                       | 16 |
| II.3.1. Définition.....                                         | 16 |
| II.3.2. Domaine d'application.....                              | 17 |
| II.3.3. Type des Lagunes.....                                   | 17 |
| II.3.3.1. Lagune d'aération.....                                | 17 |
| II.3.3.2. Lagune de décantation.....                            | 17 |
| II.3.3.3. Lagune de finition .....                              | 17 |
| II.3.4. Principe de fonctionnement.....                         | 18 |
| II.3.4.1. Mécanisme mis en jeu.....                             | 18 |
| II.3.5. Bases de dimensionnement .....                          | 19 |
| II.3.6. Performances attendus par le lagunage aéré.....         | 19 |
| II.3.7. Avantages et inconvénients du lagunage aéré.....        | 20 |
| II.3.7.1. Avantages.....                                        | 20 |

|                                                                       |    |
|-----------------------------------------------------------------------|----|
| II.3.7.2.Inconvénients .....                                          | 20 |
| II.4. Comparaison entre le lagunage naturel et le lagunage aéré ..... | 20 |
| II.4.1. Temps de séjour.....                                          | 20 |
| II.4.2. Superficie des lagunes.....                                   | 20 |
| II.4.3. Consommation d'énergie.....                                   | 20 |
| II.5.Conclusion.....                                                  | 21 |

### **CHAPITRE III : LES FACTEURS INTERVENANTS DANS LE LAGUNAGE**

|                                                |    |
|------------------------------------------------|----|
| III.1. Introduction.....                       | 22 |
| III.2. Facteurs climatiques.....               | 22 |
| III.2.1. L'intensité de l'ensoleillement ..... | 22 |
| III.2.2. La température .....                  | 22 |
| III.2.3.Le vent.....                           | 23 |
| III.2.4. L'évaporation .....                   | 23 |
| III.3.Facteurs physico-chimique.....           | 23 |
| III.3.1. Géométrie et la conception.....       | 23 |
| III.3.2. Temps de séjour.....                  | 23 |
| III.3.3. PH .....                              | 23 |
| III.3.4. Oxygène dissous.....                  | 23 |
| III.3.5.Matières organiques.....               | 24 |
| III.4.Facteurs biologiques.....                | 24 |
| III.4.1. Phytoplancton.....                    | 24 |
| III.4.2. Zooplancton.....                      | 24 |
| III.4.3. Bactéries.....                        | 25 |
| III.4.4.Sédiments.....                         | 25 |
| III.5. Conclusion.....                         | 25 |

## **CHAPITRE IV : ETUDE DE FAISABILITE DU LAGUNAGE**

|                                                                                 |    |
|---------------------------------------------------------------------------------|----|
| VI.1. Introduction .....                                                        | 26 |
| VI.2. Etude hydro-climatologique.....                                           | 26 |
| VI.2.1. Température de l'air.....                                               | 26 |
| VI.2.2. Pluviométrie .....                                                      | 26 |
| VI.2.3. Vent.....                                                               | 26 |
| VI.2.4. Evaporation .....                                                       | 27 |
| VI.3. Etude hydro-chimique.....                                                 | 27 |
| VI.3.1. Population.....                                                         | 27 |
| VI.3.2. Débit.....                                                              | 27 |
| VI.3.3. Charge organique.....                                                   | 27 |
| VI.3.4. Réseau.....                                                             | 27 |
| VI.4. Etude de reconnaissance des terrains .....                                | 28 |
| VI.4.1. Topographie .....                                                       | 28 |
| VI.4.2. Géologie.....                                                           | 28 |
| VI.4.3. Hydrogéologie et hydrographie.....                                      | 29 |
| VI.4.4. Etude géotechnique.....                                                 | 29 |
| VI.4.5. Choix de site d'implantation.....                                       | 29 |
| VI.5. Génie civil des lagunes.....                                              | 30 |
| VI.6. Résumé des critères de faisabilité pour une implantation des lagunes..... | 31 |
| VI.7. Conclusion.....                                                           | 32 |

## **CHAPITRE V : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE**

|                                                   |    |
|---------------------------------------------------|----|
| V.1. Introduction.....                            | 33 |
| V.2. Caractéristiques générales de la région..... | 33 |
| V.2.1. Situation géographique.....                | 33 |

|                                                                      |    |
|----------------------------------------------------------------------|----|
| V.2.2.Situation hydrographique et géologique.....                    | 34 |
| V.2.2.1.Réseau hydrographique.....                                   | 34 |
| V.2.2.2.Aperçu géologique.....                                       | 35 |
| V.2.2.3.Sismicité.....                                               | 35 |
| V.2.3.Situation climatique.....                                      | 36 |
| V.2.3.1.Température .....                                            | 36 |
| V.2.3.2.Précipitations.....                                          | 37 |
| V.2.3.3.Vent.....                                                    | 37 |
| V.2.3.4.Evaporation .....                                            | 38 |
| V.2.3.5.Ensoleillement.....                                          | 39 |
| V.2.3.6.Etude climatique de la région.....                           | 39 |
| a. Indice d'aridité de DEMARTON .....                                | 40 |
| b. Diagramme Ombrothermique .....                                    | 40 |
| c. Climagramme d'EMBERGER .....                                      | 41 |
| V.2.4.Situation démographique.....                                   | 42 |
| V.2.5. Ressources en eau et évaluation des besoins en eau.....       | 43 |
| V.2.5.1.Ressources en eau .....                                      | 43 |
| V.2.5.2.Evaluation des besoins en eau.....                           | 44 |
| V.2.5.3.État du réseau d'assainissement .....                        | 45 |
| V.2.5.4.Estimation des débits des eaux usées.....                    | 47 |
| V.2.5.5.Détermination du nombre d'équivalents - habitants (E.H)..... | 48 |
| V.2.6.Équipements .....                                              | 48 |
| V.2.7.Activités socio-économique.....                                | 49 |
| V.2.7.1.Activités agricoles.....                                     | 49 |

|                                                                              |    |
|------------------------------------------------------------------------------|----|
| V.2.7.2) Production animale .....                                            | 50 |
| V.2.7.3.Activités industrielles.....                                         | 50 |
| V.2.8.Localisation et caractéristique du site d’implantation de la STEP..... | 50 |
| V.3.Nature des eaux à traiter.....                                           | 52 |
| V.3.1.Prélèvement et échantillonnage.....                                    | 52 |
| V.3.2.Interprétation des résultats .....                                     | 54 |
| V.4) Conclusion .....                                                        | 57 |

## **CHAPITRE VI : METHODE DE DIMENSIONNEMENT**

|                              |    |
|------------------------------|----|
| VI.1.Introduction.....       | 58 |
| VI.2.Première méthode.....   | 58 |
| VI.3.Deuxième méthode .....  | 58 |
| VI.4.Troisième méthode ..... | 59 |
| VI.5.Quatrième méthode.....  | 60 |
| VI.6.Cinquième méthode.....  | 60 |
| VI.7.Sixième méthode .....   | 61 |
| VI.8.Septième méthode.....   | 61 |
| VI.9) Huitième méthode.....  | 62 |
| VI.10) Conclusion.....       | 62 |

## **CHAPITRE VII : DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D’EPURATION**

|                                                                      |    |
|----------------------------------------------------------------------|----|
| VII.1.Introduction.....                                              | 63 |
| VII.2.Dimensionnement de la station de lagunage.....                 | 63 |
| VII .2.1.Détermination de la capacité hydraulique de la station..... | 64 |
| VII .2.1.1.Débit moyen journalier ( $Q_{moy,j}$ ).....               | 64 |
| VII.2.1.2.Débit moyen horaire ( $Q_{moy,h}$ ).....                   | 65 |
| VII.2.1.3.Débit moyen diurne ( $Q_{md}$ ).....                       | 65 |

|                                                                              |    |
|------------------------------------------------------------------------------|----|
| VII.2.1.4.Débit de pointe à temps sec ( $Q_{pte,sec}$ ).....                 | 66 |
| VII.2.1.5.Débit de pointe par temps de pluie ( $Q_{pte,p}$ ).....            | 66 |
| VII.2.1.6.Equivalent habitant.....                                           | 67 |
| VII.2.2.Evaluation de la charge polluante.....                               | 67 |
| VII.2.2.1.Charge moyenne journalière en DBO <sub>5</sub> ( $C_{DBO5}$ )..... | 67 |
| VII.2.2.2.Charge moyenne des matières en suspension ( $C_{MES}$ ).....       | 68 |
| VII.3.Ouvrages de prétraitement.....                                         | 69 |
| VII.3.1.Dégrillage.....                                                      | 69 |
| VII.3.2.Dessableur .....                                                     | 71 |
| VII.3.3.Cloison siphonide.....                                               | 73 |
| VII.3.4.Calcul du répartiteur.....                                           | 74 |
| VII.3.5.Récapitulation du dimensionnement des ouvrages de prétraitement..... | 75 |
| VII.3.6.Recommandations techniques pour les ouvrages de prétraitement .....  | 76 |
| VII.4.Dimensionnement des bassins de lagunage.....                           | 77 |
| VII.4.1.Variante (I) : lagunage naturel.....                                 | 77 |
| VII.4.1.1.Bassin anaérobie.....                                              | 77 |
| VII.4.1.2.Bassin aérobie.....                                                | 81 |
| VII.4.1.3.Bassins de finition.....                                           | 84 |
| VII.4.2.Variante (II) : lagunage aéré.....                                   | 89 |
| VII.4.2.1.Les lagunes d'aération .....                                       | 89 |
| VII.4.2.2.Les lagunes de décantation .....                                   | 94 |
| VII.4.2.3.Bassin de finition .....                                           | 96 |
| VII.5.Calcul hydraulique .....                                               | 99 |
| VII.5.1.Déversoir d'orage .....                                              | 99 |

|                                                                       |     |
|-----------------------------------------------------------------------|-----|
| VII.5.2.Dimensionnement des conduites.....                            | 102 |
| VII.6.Profil hydraulique.....                                         | 106 |
| VII.6.1.Calculs des cotes piézométriques des différents ouvrages..... | 103 |
| VII.7.Production des boues.....                                       | 111 |
| VII.8) Conclusion.....                                                | 112 |

## **CHAPITRE VIII : ETUDE ECONOMIQUE**

|                                                               |     |
|---------------------------------------------------------------|-----|
| VIII.1.Introduction .....                                     | 114 |
| VIII.1.1.Coût d'investissement .....                          | 114 |
| VIII.1.2.Coût de fonctionnement .....                         | 114 |
| VIII.2.Coût de la variante (I) : lagunage naturel.....        | 114 |
| VIII.2.1.Coût d'investissement.....                           | 114 |
| VIII.2.1.1.Coût de terrassement.....                          | 114 |
| VIII.2.1.2.Coût d'excavation .....                            | 115 |
| VIII.2.1.3.Coût de la géo-membrane.....                       | 116 |
| VIII.2.1.4.Coût du béton armé.....                            | 116 |
| VIII.2.1.5.Coût totale du génie civil .....                   | 117 |
| VIII.2.1.6.Coût des VRD .....                                 | 117 |
| VIII.2.1.7.Coût total des investissements de la station ..... | 118 |
| VIII.2.2.Coût de fonctionnement.....                          | 118 |
| VIII.2.2.1.Coût de main d'œuvre.....                          | 118 |
| VIII.2.2.2.Coût des frais financiers.....                     | 118 |
| VIII.2.2.3.Coût de fonctionnement total.....                  | 118 |

|                                                                      |     |
|----------------------------------------------------------------------|-----|
| VIII.2.3.Calcul du prix du m <sup>3</sup> d'eau traitée.....         | 118 |
| VIII.3.Coût de la variante (b) : lagunage aéré.....                  | 120 |
| VIII.3.1.Coût d'investissement.....                                  | 120 |
| VIII.3.1.1.Coût de terrassement.....                                 | 120 |
| VIII.3.1.2.Coût d'excavation.....                                    | 120 |
| VIII.3.1.3.Coût de la géo-membrane.....                              | 121 |
| VIII.3.1.4.Coût du béton armé.....                                   | 121 |
| VIII.3.1.5.Coût total du génie civil .....                           | 121 |
| VIII.3.1.6.Coût des voiries et réseaux divers (VRD).....             | 122 |
| VIII.3.1.7.Coût des aérateurs.....                                   | 122 |
| VIII.3.1.8.Coût total des investissements de la station .....        | 122 |
| VIII.3.2.Coût de fonctionnement .....                                | 123 |
| VIII.3.2.1.Frais de la main d'œuvre .....                            | 124 |
| VIII.3.2.2.Coût de l'énergie électrique.....                         | 123 |
| VIII.3.2.3.Coût de renouvellement du matériel électromécanique ..... | 124 |
| VIII.3.2.4.Coût des frais financiers .....                           | 124 |
| VIII.3.2.5.Coût de fonctionnement total .....                        | 124 |
| VIII.3.3.Coût du prix du m <sup>3</sup> d'eau à traiter .....        | 124 |
| VIII.4.Conclusion .....                                              | 125 |

## **CHAPITRE IX : ETUDE D'IMPACT**

|                                                                     |     |
|---------------------------------------------------------------------|-----|
| IX.1.Introduction.....                                              | 126 |
| IX.2.Caractérisation des sources d'impact.....                      | 126 |
| IX.2.1.Sources liées à l'aménagement du site (phase chantier) ..... | 126 |
| IX.2.2.Sources liées à l'exploitation .....                         | 127 |

|                                                                                                                      |     |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| IX.3. Identification et évaluation des impacts .....                                                                 | 129 |
| XI.3.1. Impacts découlant de l'aménagement et de l'exploitation du système<br>d'épuration sur le milieu naturel..... | 129 |
| IX.3.2. Impacts découlant de l'aménagement et de l'exploitation de la<br>STEP sur le milieu humain.....              | 132 |
| IX.2.3. Impacts liés aux problèmes fondamentaux concernant le fonctionnement<br>du système d'épuration.....          | 133 |
| IX.3. Mesures et recommandations .....                                                                               | 134 |
| IX.3.1. Mesures relatives à la phase de chantier .....                                                               | 134 |
| IX.3.2. Mesures relatives à l'organisation de chantier.....                                                          | 134 |
| IX.3.3. Mesures à prendre contre l'érosion du sol.....                                                               | 134 |
| IX.3.4. Mesures à prendre contre les rejets liquides .....                                                           | 134 |
| IX.3.5. Mesures à prendre contre le bruit .....                                                                      | 134 |
| IX.3.6. Mesures à prendre contre les poussières .....                                                                | 135 |
| IX.3.7. Mesures liées à l'impact paysager.....                                                                       | 136 |
| IX.3.8. Mesures relatives aux perturbations de circulation.....                                                      | 136 |
| IX.3.9. Mesures à prendre lors de l'exploitation de la STEP .....                                                    | 136 |
| IX.3.10. Mesures à prendre contre la pollution de l'air par les odeurs .....                                         | 137 |
| IX.3.11. Mesures à prendre en cas de pollution accidentelle.....                                                     | 137 |
| IX.3.12. Mesures à prendre contre le ruissellement des eaux.....                                                     | 137 |
| IX.3.13. Mesures de protection des eaux de surface.....                                                              | 137 |
| IX.3.14) Mesures de réduction des effets nuisibles sur le sol et les eaux souterraines.....                          | 138 |

|                                                                                                         |     |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| IX.3.15) Mesures à prendre pour la sécurité et l'hygiène du personnel .....                             | 138 |
| IX.3.16) Recommandations pour l'esthétique de ce système de lagunage.....                               | 138 |
| IX.3.17) Recommandations pour une bonne exploitation du système d'épuration.....                        | 138 |
| IX.3.18.Recommandations relatives à l'utilisation des boues d'épuration comme amendement organique..... | 139 |
| IX.3.19.Recommandations relatives à la mise en décharge des boues d'épuration.....                      | 139 |
| IX.3.20.Recommandations relatives à la réutilisation des eaux épurées .....                             | 140 |
| IX.4.Conclusion.....                                                                                    | 141 |

## **-Conclusion générale**





# *Liste des tableaux*

|                                                                                                                                    |    |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| <b>Tableau I.1</b> : le mode de traitement en fonction du rapport (DCO/DBO).....                                                   | 06 |
| <b>Tableau I.2</b> : Les normes de rejet.....                                                                                      | 09 |
| <b>Tableau II.1</b> : Les points clés de dimensionnement du lagunage naturel.....                                                  | 15 |
| <b>Tableau II.2</b> : Les points clés de dimensionnement du lagunage aéré.....                                                     | 19 |
| <b>Tableau VI.1</b> : Les critères de faisabilité d'un lagunage naturel.....                                                       | 31 |
| <b>Tableau V.1</b> : Caractéristiques de la station de Biskra.....                                                                 | 36 |
| <b>Tableau V.2</b> : Températures moyennes mensuelles en (°C) période 1994-2010.....                                               | 37 |
| <b>Tableau V.3</b> : Moyennes mensuelles et annuelle des Précipitations période : 1994-2010.....                                   | 37 |
| <b>Tableau V.4</b> : Les vents moyens mensuels et annuels période (1994-2010).....                                                 | 38 |
| <b>Tableau V.5</b> : Evaporation mensuelle et annuelle moyenne (période : 1994 – 2010).....                                        | 39 |
| <b>Tableau V.6</b> : Ensoleillement mensuel et annuel moyen (période : 1994 – 2010).....                                           | 39 |
| <b>Tableau V.7</b> : Indice d'aridité.....                                                                                         | 40 |
| <b>Tableau V.8</b> : Quotient pluviométrique.....                                                                                  | 42 |
| <b>Tableau V.9</b> : Évolution de la population future de la commune d'OUMACHE.....                                                | 43 |
| <b>Tableau V.10</b> : Évolution de la population au cours de l'année.....                                                          | 43 |
| <b>Tableau V.11</b> : Les puits, les sources et les réservoirs.....                                                                | 44 |
| <b>Tableau V.12</b> : Répartition des logements habités selon le mode<br>d'approvisionnement en eau potable et réseau d'égout..... | 44 |
| <b>Tableau V.13</b> : Besoins en eau de la population à l'horizon 2035.....                                                        | 44 |
| <b>Tableau V.14</b> : Estimation des débits des eaux usées urbaines de la ville d'OUMACHE.....                                     | 47 |
| <b>Tableau V.15</b> : Estimation des débits des équipements de la ville d'OUMACHE.....                                             | 47 |





|                                                                                                                             |     |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| <b>Tableau V.16 :</b> Estimation des débits journaliers et les débits de pointe totaux de la ville d'OUMACHE.....           | 48  |
| <b>Tableau V.17:</b> Occupation des sols des différentes productions de la ville.....                                       | 49  |
| <b>Tableau V.18 :</b> Estimation des débits totaux avec majoration.....                                                     | 48  |
| <b>Tableau V.19:</b> Répartition générale des terres.....                                                                   | 49  |
| <b>Tableau V.20 :</b> Répartition animale.....                                                                              | 50  |
| <b>Tableau V.21:</b> Résultats d'analyses enregistrés pour les rejets.....                                                  | 53  |
| <b>Tableau V.22 :</b> le mode de traitement en fonction du rapport (DCO/DBO).....                                           | 56  |
| <b>Tableau VI.1 :</b> Valeur de la DBO <sub>5</sub> initiale L <sub>0</sub> qui peut être admise dans une lagune de 1m..... | 60  |
| <b>Tableau VII.1 :</b> Estimation de la charge polluante.....                                                               | 67  |
| <b>Tableau VII.2 :</b> Récapitulatif des calculs de base pour le dimensionnement.....                                       | 68  |
| <b>Tableau VII.3 :</b> Valeurs de « e » et « d » pour les grilles grossières et fines.....                                  | 70  |
| <b>Tableau VII.4 :</b> Caractéristiques des ouvrages du prétraitement.....                                                  | 76  |
| <b>Tableau VII.5 :</b> Charge volumique et le rendement de la DBO <sub>5</sub> .....                                        | 78  |
| <b>Tableau VII.6 :</b> Evaporation mensuelle et annuelle moyenne (période : 1994 – 2010).....                               | 83  |
| <b>Tableau VII.7 :</b> Différentes valeurs de K en fonction de la nature de l'effluent.....                                 | 87  |
| <b>Tableau VII.8 :</b> Récapitulation du dimensionnement de lagunes naturelles.....                                         | 88  |
| <b>Tableau VII.9 :</b> Récapitulation du dimensionnement de lagunes aérées .....                                            | 112 |
| <b>Tableau VII.10 :</b> Les valeurs de coefficient de rugosité .....                                                        | 102 |
| <b>Tableau VII.11:</b> Les caractéristiques des différents ouvrages de la station par lagunage naturel...110                |     |
| <b>Tableau VII.12:</b> Les caractéristiques des différents ouvrages de la station par lagunage aéré.....111                 |     |
| <b>Tableau VIII.1 :</b> Le coût de terrassement de chaque ouvrage.....                                                      | 115 |
| <b>Tableau VIII.2 :</b> Le coût d'excavation de chaque ouvrage.....                                                         | 115 |
| <b>Tableau VIII.3 :</b> Le coût de revêtement en géo-membrane de chaque ouvrage.....                                        | 116 |
| <b>Tableau VIII.4 :</b> Le coût du béton armé de chaque ouvrage .....                                                       | 117 |
| <b>Tableau VIII.5 :</b> Le coût de terrassement de chaque ouvrage.....                                                      | 120 |
| <b>Tableau VIII.6 :</b> Le coût d'excavation de chaque ouvrage.....                                                         | 120 |
| <b>Tableau VIII.7 :</b> Le coût de revêtement en géo-membrane de chaque ouvrage.....                                        | 121 |





**Tableau VIII.8 :** Le coût du béton armé de chaque ouvrage.....121

**Tableau VIII.9 :** Le coût du m<sup>3</sup> d'eau épurée par lagunage naturel et aéré.....125

**Tableau IX.1 :** Le temps de travail admissibles en fonction de l'intensité du bruit.....135





# *Liste des figures*

|                                                                                                           |    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| <b>Figure I.1 :</b> Origines des eaux usées domestiques.....                                              | 01 |
| <b>Figure II.1 :</b> Vue générale d'une station de lagunage naturel.....                                  | 10 |
| <b>Figure II.2 :</b> Mécanismes mis en jeu dans les bassins de lagunage naturel.....                      | 14 |
| <b>Figure II.3 :</b> Vue générale de la station de lagunage aéré.....                                     | 18 |
| <b>Figure V.1 :</b> Carte N°1 Limite administrative.....                                                  | 34 |
| <b>Figure V.2 :</b> Carte Géologique de la wilaya de Biskra.....                                          | 35 |
| <b>Figure V.3 :</b> Carte de zonage sismique du territoire nationale.....                                 | 36 |
| <b>Figures V.4 :</b> Rose des vents.....                                                                  | 38 |
| <b>Figures V.5:</b> Diagramme Ombrothermique.....                                                         | 41 |
| <b>Figure V.6:</b> Le Climagramme.....                                                                    | 42 |
| <b>Figure V.7 :</b> Station principale de relevage de la zone Oumache.....                                | 45 |
| <b>Figure V.8 :</b> Schéma d'évacuation des eaux usées de la ville d'Oumache.....                         | 46 |
| <b>Figure V.9:</b> Le site d'implantation de la future STEP.....                                          | 51 |
| <b>Figure V.10 :</b> Photos du site de la future STEP d'Oumache.....                                      | 51 |
| <b>Figure V.11 :</b> Photos de rejet dans le milieu récepteur Oued DJEDDI.....                            | 52 |
| <b>Figure VII.1 :</b> coupe longitudinale à l'entrée du premier bassin avec une cloison<br>siphonide..... | 73 |
| <b>Figure VII.2 :</b> Schéma global de la répartition des lagunes<br>naturel.....                         | 77 |
| <b>Figure VII.3 :</b> coupe longitudinale du bassin anaérobie.....                                        | 79 |





|                                                                              |           |
|------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>Figure VII.4 : coupe transversale du bassin anaérobie .....</b>           | <b>80</b> |
| <b>Figure VII.2 : coupe longitudinale du bassin facultatif.....</b>          | <b>83</b> |
| <b>Figure VII.3 : coupe transversale du bassin facultatif.....</b>           | <b>84</b> |
| <b>Figure VII.4 : coupe longitudinale du bassin de maturation.....</b>       | <b>86</b> |
| <b>Figure VII.5 : coupe transversale du bassin de maturation.....</b>        | <b>86</b> |
| <b>Figure VII.6 : Schéma global de la répartition de lagunes aérées.....</b> | <b>90</b> |
| <b>Figure VII.7 : coupe longitudinale du bassin d'aération.....</b>          | <b>94</b> |
| <b>Figure VII.8 : coupe transversale du bassin d'aération.....</b>           | <b>94</b> |
| <b>Figure VII.9 : coupe longitudinale du bassin de décantation.....</b>      | <b>96</b> |
| <b>Figure VII.10 : coupe transversale du bassin de décantation.....</b>      | <b>96</b> |
| <b>Figure VII.11 : coupe longitudinale du bassin de finition.....</b>        | <b>97</b> |
| <b>Figure VII.12 : coupe transversale du bassin de finition.....</b>         | <b>97</b> |





# *Liste des planches*

**Planche N°01 : PLAN D'IMPLANTATION DE LA STEP PAR LAGUNAGE AERE**

**Planche N°02 : PLAN TOPOGRAPHIQUE DE LA STEP PAR LAGUNAGE AERE**

**Planche N°03 : SCHEMA DETAILLE DES DIFFERENTS OUVRAGES DE LA STATION**

**Planche N°04 : PROFIL HYDRAULIQUE D'UNE CHAINE DE TRAITEMENT DE LA  
STEP D'OUMACHE (W.BISKRA)**

# *Introduction générale*

Les eaux usées sont des eaux altérées par les activités humaines à la suite d'un usage domestique. Une personne consomme en moyenne 150 à 200 litres d'eau potable par jour. Une fois utilisée, elle devient de l'eau dite eau usée.

On distingue trois grandes catégories d'eaux usées : les eaux domestiques, les eaux industrielles et les eaux pluviales. Rejetées directement dans le milieu récepteur, Ces eaux vont influencer l'environnement et la santé publique.

Cependant, pour traiter ces eaux résiduaire, il existe onze grandes familles de filières d'épuration destinées aux petites collectivités.

Chaque technique présente à la fois de nombreux avantages et des limites. Il serait totalement illusoire de généraliser l'usage d'une « filière miracle » ou même de privilégier a priori une seule technique. Seule une analyse complète des contraintes rencontrées par la collectivité, devrait permettre d'identifier le meilleur choix ou éventuellement le meilleur compromis technico-économique qui assurera finalement une protection optimisée du milieu récepteur. Ainsi, le choix des différentes filières doit être réalisé en tenant compte des cinq volets suivants :

- la nature des eaux usées à traiter,
- les contraintes du milieu récepteur,
- les contraintes naturelles du site
- les contraintes économiques
- les contraintes liées à une étude d'impact

Dans cette optique, l'objectif de notre travail est la comparaison entre deux techniques d'épuration qui sont le lagunage naturel et le lagunage aéré afin de dimensionner une station d'épuration pour traiter les eaux usées de la ville OUMACHE (W. BISKRA) qui sont actuellement rejetées directement dans le milieu naturel « Oued DJEDDI ».

Ce mémoire est réparti en deux grandes parties :

- La première partie consiste en une étude bibliographique sur les caractéristiques des eaux usées, généralités sur le lagunage, facteurs intervenants dans le fonctionnement du lagunage et l'étude de faisabilité de cette technique.
- La deuxième partie comprend une présentation de la zone du projet et une étude comparative technique et économique entre le lagunage naturel et le lagunage aéré afin de choisir le procédé qui convient le mieux pour notre zone, suivi d'une étude d'impact.

## CHAPITRE I : NATURE ET ORIGINE DES EAUX USEES

### I.1) Introduction

Les eaux usées sont des eaux polluées ou altérées par les activités humaines à la suite d'un usage domestique, industriel, agricole ou autres. Les eaux usées sont acheminées par les égouts vers la station d'épuration afin d'être traitées, après le traitement, on les appelle des eaux usées épurées. Dans le cycle d'assainissement de l'eau classique, celles-ci sont rejetées dans les milieux naturels sans traitement préalable. Ces eaux usées chargées en polluants, posent des problèmes au niveau de l'environnement et de la santé public. Elles proviennent essentiellement des activités domestiques et industrielles.

### I.2) Origine et nature des eaux usées

Les rejets polluants qui se mélangent aux eaux naturelles ont diverses origines qui permettent leur classification en :

#### I.2.1) Eaux usées domestiques

On distingue généralement :

- les eaux vannes,
- les eaux ménagères.

**Les eaux vannes** sont issues des WC et représentent un volume journalier d'environ 30 l/usager, elles contiennent essentiellement des matières organiques qui représentent environ 1/3 de la pollution de l'ensemble des eaux usées domestiques et de germes fécaux.

**Les eaux ménagères** trouvent leur origine dans les autres utilisations domestiques de l'eau : cuisine, salle de bain, buanderie, ... Le volume journalier de ces eaux peut varier dans de grandes proportions en fonction de l'équipement ménager et sanitaire et des habitudes d'hygiène. « Ainsi, une machine à laver le linge consomme en moyenne par lavage 100 l d'eau, une machine à laver la vaisselle 70 l, un bain nécessite 70 à 100 l, une douche de 30 à 60 l. [9]

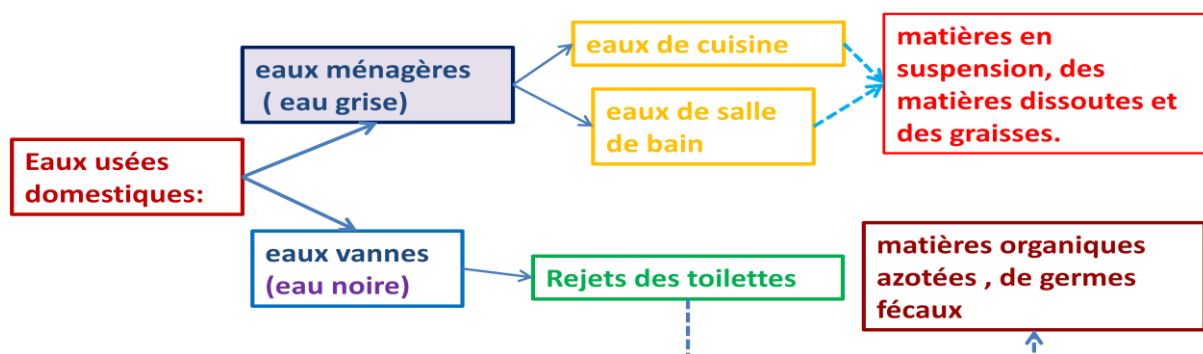


Figure I.1 : Origines des eaux usées domestiques

### **I.2.2) Eaux industrielles**

Les industries de fabrication ont des demandes élevées en eau pour les procédés de refroidissement, de traitement ou de nettoyage.

Les caractéristiques de ces eaux varient d'une industrie à l'autre. En plus de matières organiques, azotées ou phosphorées, elles peuvent également contenir des produits toxiques, des solvants, des métaux lourds, des micropolluants organiques (industrie pharmaceutique ...) et des hydrocarbures. [9]

Certaines des eaux usées industrielles doivent faire l'objet d'un prétraitement de la part des industriels avant d'être rejetées dans les réseaux de collecte.

Les principaux polluants transitant dans les eaux usées d'origine industrielle sont :

- Les métaux toxiques,
- Les matières colorées,
- Les huiles et graisses,
- Les sels,
- La pollution organique.

### **I.2.3) Eaux de ruissellement**

Elles sont constituées par l'ensemble des eaux de pluie. Ce sont des eaux issues de ruissellement, des toitures, terrasses, parkings et des voies de circulation (huile de vidange, carburant, débris de pneu et les métaux lourds).

Elles contiennent aussi des bactéries associées aux poussières, aux particules d'argile déposées sur les toits et les rues.[9]

### **I.2.4) Eaux usées agricoles**

Les eaux agricoles proviennent essentiellement des fermes ou cultures. L'agriculture dépend de plus en plus des engrais qui améliorent la productivité. Ces engrais polluent l'eau par des pesticides et des nitrates :

- les pesticides mettent en danger l'homme par leur toxicité.
- les nitrates provoquent l'eutrophisation, c'est-à-dire la prolifération intense des algues.

Les eaux usées agricoles atteignent les cours d'eau par ruissellement de surface ou par l'écoulement souterrain. Par conséquent, les différents polluants d'origine agricole ne peuvent donc pas être recueillis et traités ultérieurement dans une station d'épuration.[9]

## **I.3) Pollution des eaux**

Une fois l'eau est utilisée elle devient eau polluée :

### **I.3.1) Définition de la pollution**

La pollution est due à toute substance physique, chimique ou biologique rejetée dans une eau naturelle qui perturbe l'équilibre de cette eau, induit d'importantes nuisances (mauvaise odeur, fermentation, inconforts divers, risques sanitaires, etc) et qui se répercute, à court ou à long terme, sur notre organisme à travers, la chaîne alimentaire de laquelle nous dépendons.[4]

### **I.3.2) Principaux types de pollution**

La pollution contenue dans une eau usée peut être d'origine :

#### **I.3.2.1) Pollution organique**

La pollution organique des eaux usées se compose principalement des protides, lipides, glucides et des détergents.

#### **I.3.2.2) Pollution minérale**

Elle est constituée essentiellement de graviers, sables, métaux et sels minéraux.

#### **I.3.2.3) Pollution toxique**

##### **➤ Micropolluants**

On appelle micropolluant, une substance détectable dans l'environnement en très faibles concentrations ( $\mu\text{g/l}$  ou  $\text{ng/l}$ ) et qui peut engendrer des effets négatifs sur les organismes vivants à ces très faibles concentrations.

On distingue deux types :

##### **▪ Micropolluants inorganiques**

La présence de métaux dans le ruissellement de chaussée provient principalement du trafic automobile (usure des pneus, garniture des freins) et de l'abrasion des routes.

##### **▪ Micropolluants organiques**

Principalement des substances produites par l'industrie chimique [4]

#### **I.3.2.4) Microbiologique**

Les eaux usées sont des milieux favorables au développement d'un très grand nombre d'organismes vivants (bactéries, virus, protozoaire et helminthes).

##### **I.3.2.4.1) Bactéries**

Les bactéries sont des micro-organismes unicellulaires et procaryotes (une seule cellule sans noyau), de tailles de 0.5 à 15  $\mu\text{m}$ , de formes sphériques ou cylindriques. Classification des bactéries selon leur affinité avec l'oxygène :[9]

- Les bactéries anaérobies strictes
- Les bactéries aérobies strictes
- Les bactéries facultatives : survivent avec ou sans oxygène dissous (condition d'anoxie)

##### **I.3.2.4.2) Virus**

- Les virus sont des agents pathogènes extrêmement petits et qui ne peuvent se multiplier qu'à l'intérieur d'une cellule vivante.

- Leur concentration dans les eaux usées urbaines est comprise entre  $10^3$  et  $10^4$  particules par litre.
- Certains entérovirus peuvent être à l'origine de maladies graves comme la poliomyélite ou l'hépatite virale. [9]

#### **I.3.2.4.3) Protozoaires**

Ce sont des organismes unicellulaires munis d'un noyau, plus complexes et plus gros que les bactéries. La plupart des protozoaires pathogènes sont des organismes parasites, ils peuvent infecter l'homme et induire de nombreuses maladies.[9]

#### **I.3.2.4.4) Helminthes**

Sont des vers parasites responsables de maladies présentent rarement des symptômes. Les helminthes sont rencontrés dans les eaux usées sous forme d'œufs et proviennent des excréments des personnes ou d'animaux infectés.[9]

#### **I.3.2.4.5) Champignons**

Ce sont des organismes pluricellulaires ; certains sont pathogènes.

#### **I.3.2.4.6) Coliformes fécaux**

Ils sont nommés aussi les coliformes thermo tolérants, ce sont in groupe de bactéries appartiennent à la classe des Enterobactériaceases. Ils sont des aéro-anaérobies facultatifs capables de fermenter le lactose à une température de  $44^{\circ}\text{C}$ .[9]

#### **I.3.2.4.7) Streptocoques fécaux**

Ce sont des cocci à gram+, asporulantes, immobiles, aérobies facultatifs et possédant un métabolisme fermentatif.

### **I.4) Paramètres définissant la pollution des eaux usées**

L'évaluation de la pollution d'une eau usée brute se fait d'après la détermination d'un certain nombre de paramètres physico-chimiques et microbiologiques caractérisant cette eau usée.[4]

#### **I.4.1) Paramètres physico-chimique**

Il y'a plusieurs paramètres physico-chimique on distingue :

##### **I.4.1.1) Température de l'eau**

Il est primordial de connaître la température d'une eau. En effet, elle joue un rôle très important dans la solubilité des sels et surtout des gaz, et la détermination du pH. La mesure de la température est très utile pour les études limnologiques et le calcul des échanges. Elle agit aussi comme un facteur physiologique agissant sur le métabolisme de croissance des micro-organismes vivant dans l'eau. La température des effluents rejetés doit être inférieure à

30°. De plus, il rentre dans les formules de dimensionnement notamment le procédé du lagunage.[4]

#### **I.4.1.2) Potentiel Hydrogène pH**

La valeur du pH altère la croissance et la reproduction des micro-organismes existants dans une eau. La plupart des bactéries peuvent croître dans une gamme de pH comprise entre 5 et 9; l'optimum est situé entre 6,5 et 8,5. Des valeurs de pH inférieures à 5 ou supérieures à 8,5 affectent la croissance et la survie des micro-organismes aquatiques.[1]

#### **I.4.1.3) Matières en suspension (MES)**

Ce sont les matières non dissoutes contenues dans l'eau. Elles comportent à la fois des éléments minéraux et organiques ; elles agissent en augmentant la turbidité de l'eau qui réduit la pénétration de la lumière pour une bonne croissance des végétaux au fond des cours d'eau. Cette pollution particulière est à l'origine de nombreux problèmes comme ceux liés au dépôt de matières, à leur capacité d'adsorption physico-chimique ou aux phénomènes de détérioration du matériel (bouchage, abrasion, ...).

Il existe deux méthodes normalisées d'analyse des MES :

- la méthode par filtration sur filtre en fibres de verre
- la méthode par centrifugation.[1]

##### **▪ Matières volatiles en suspension (MVS)**

Elles représentent la fraction organique des matières en suspension. Elles sont mesurées par calcination à  $550^{\circ}\text{C} \pm 25^{\circ}\text{C}$  pendant deux heures d'un échantillon dont on connaît déjà la teneur en MES. Elles représentent environ 70 à 80 % des MES. Elles s'expriment en mg/L. [1]

##### **▪ Matières minérales (MM)**

C'est la différence entre les matières en suspension et les matières volatiles. Elles représentent donc le résidu de la calcination à  $550^{\circ}\text{C} \pm 25^{\circ}\text{C}$  et correspondent à la présence de sels, silice, poussières.... etc.

|                                        |
|----------------------------------------|
| $\text{MMS} = \text{MES} - \text{MVS}$ |
|----------------------------------------|

#### **I.4.1.4) DBO<sub>5</sub> : demande biochimique en oxygène sur cinq jours (DBO<sub>5</sub>)**

La demande biochimique en oxygène exprimée en mg d'oxygène par litre, représente la quantité des matières organiques biodégradables présente dans l'eau. Plus précisément, ce paramètre mesure la quantité d'oxygène nécessaire à la destruction des matières organiques grâce aux phénomènes d'oxydation par voie aérobie. Pour mesurer ce paramètre, on prend comme référence la quantité d'oxygène consommé au bout de cinq jours. Les transformations des matières organiques s'effectuent en deux stades :[9]

- le 1<sup>er</sup> stade, se rapportant aux composés carbonés, débute immédiatement et s'achève au bout de 20 jours environ,
- le 2<sup>ème</sup> stade, se rapportant aux composés azotés, ne commence qu'au bout d'une dizaine de jours et s'étend sur une période très longue.

#### I.4.1.5) Demande chimique en oxygène (DCO)

Elle représente la teneur totale de l'eau en matières oxydables. Ce paramètre correspond à la quantité d'oxygène qu'il faut fournir pour oxyder par voie chimique ces matières. Elle est exprimée en mg d'oxygène par litre. Elle est moins représentative que la DBO de la décomposition des matières organiques qui a lieu dans le milieu naturel mais elle est rapide, et contrairement à cette dernière, possède une bonne reproductibilité. La DCO est particulièrement indiquée pour mesurer la pollution d'un effluent industriel.[9]

#### I.4.1.6) Coefficient de La biodégradabilité (DCO/DBO<sub>5</sub>)

Le rapport (DCO/DBO<sub>5</sub>) exprime le degré de biodégradabilité de l'eau usée qui représente la capacité d'une substance à être décomposée par les micro-organismes. L'élévation du rapport indique un accroissement des matières organique non biodégradable. Il est donc révélateur de la présence d'une pollution industrielle et nous renseigne sur le type de traitement à adopter.[9]

**Tableau I.1** : le mode de traitement en fonction du rapport (DCO/DBO)

| Rapport : DCO/DBO                 | Mode de traitement                                                             |
|-----------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------|
| $1 < \text{DCO/DBO} < 2$          | Facilement biodégradable ↔ Traitement biologique (Concerne un effluent urbain) |
| $2 < \text{DCO} / \text{DBO} < 3$ | Traitement biologique avec adaptation De la souche microbienne                 |
| $\text{DCO} / \text{DBO} > 3$     | Traitement physico-chimique (Concerne un effluent industriel).                 |

#### I.4.1.7) Matière Azotée

Elle se présent sous plusieurs formes :

- **Azote ammoniacale  $\text{NH}_4$**  : traduit l'ammonification de la matière azotée organique.
- **Azote nitreux  $\text{NO}_2^-$**  : issue d'une oxydation incomplète de l'azote ammoniacale ou par une réduction des nitrates par dénitrification.
- **Azote nitrite  $\text{NO}_3^-$**  : issue une nitrification de l'azote ammoniacale. Il participe au processus d'eutrophisation. [4]

#### I.4.1.8) Composés Phosphorés (P)

La concentration en phosphore dans les effluents secondaires varie de 6 à 15 mg/l. Cette quantité est en général trop faible pour modifier le rendement. Mais s'il y a excès, il est pour l'essentiel retenu dans le sol par des réactions d'adsorption et de précipitation; cette rétention est d'autant plus effective que le sol contient des oxydes de fer, d'aluminium ou du calcium en quantités importantes.[1]

### I.4.2) Eléments toxiques

La présence des métaux lourds (plomb, mercure...etc.) et des substances toxiques (phénols) dans l'eau usée peut la rendre toxique, ils sont évalués par les tests biologiques.[1]

### I.4.3) Paramètres biologiques

Les germes pathogènes :

- Coliformes fécaux; Coliformes totaux ;  $7,7.10^5$  à  $2.10^8/100$  ml.
- Streptocoques fécaux ,  $4.10^5$  à  $1,1.10^6/100$  ml.
- Parasites (œufs d'helminthes)

### I.5) Choix des paramètres de caractérisation

Les paramètres qui caractérisent le rejet des eaux usées traitées dans le milieu récepteur ou bien la réutilisation en irrigation sont :[9]

**Réutilisation en irrigation des eaux usées traitées**

- Salinité
- Eléments nutritifs (N & P)
- Paramètres biologiques (CF, œufs de parasites)
- Micropolluants (métaux lourds & autres)
- MES (selon le système)

**Rejet des eaux usées traitées dans le milieu récepteur**

- Eléments nutritifs
- Matière organique biodégradable
- MES
- Micropolluants
- Paramètres biologiques (risque sanitaire)

### I.6) Effets d'un rejet d'eaux usées sur les milieux récepteurs

#### I.6.1) Effets sur le sol

Ces impacts sont d'importance particulière pour les agriculteurs puisqu'ils peuvent réduire la productivité, la fertilité et le rendement de leurs terres. Les problèmes prévus au niveau du sol sont :[4]

- \* La salinisation,
- \* L'alcalinité et la réduction de la perméabilité du sol,
- \* L'accumulation d'éléments potentiellement toxiques,
- \* L'accumulation de nutriments.

### **I.6.2) Effets sur les eaux souterraines**

Dans certaines conditions, les effets sur les eaux souterraines sont plus importants que les effets sur le sol. La pollution des eaux souterraines avec des constituants de l'eau usée est possible par l'infiltration des ces dernières. [4]

### **I.6.3) Effet sur les eaux superficielles**

Les rejets directs des eaux non épurées posent des problèmes d'eutrophisation des cours d'eau, de qualité de l'eau destinée à la production d'eau potable et de contamination microbiologique des zones de conchyliculture.[1]

## **I.7) Composition des eaux usées urbaines**

Les eaux usées domestiques sont avant tout composées d'eau : 99.9 %

Les matières présentes sont caractérisées d'une part selon qu'elles sont des solides en suspension (matières en suspension – MES) ou qu'elles sont oxydables, soit par un oxydant chimique (demande chimique en oxygène – DCO), soit naturellement grâce aux processus biochimiques naturels, c'est-à-dire biodégradables (demande biochimique en oxygène – DBO). La DBO est mesurée de façon standardisée sur 5 jours, d'où l'appellation DBO5. Les nutriments sont caractérisés par les mesures du phosphore total et de l'azote total Kjeldahl, c'est-à-dire azote organique et ammoniacal. En moyenne, par habitant et par jour, on compte :

- 90 g de matières en suspension (MES) ;
- 60 g de DBO5 ;
- 120 g de DCO ;
- 15 g d'azote total ;
- 4 g de phosphore total ;
- Le rapport moyen DCO/DBO d'eaux usées domestiques varie typiquement de 1,5 à 2,5.

## **I.8) Normes de rejet**

Des normes très sévères commencent à être établies pour les divers usages de l'eau (vie piscicole, baignade...) qui précisent les teneurs limites des différents composants dissous ou transportés pour permettre une utilisation sans risques. Le tableau suivant illustre les normes de rejet :[8]

**Tableau I.2 : Les normes de rejet**

| Paramètre            | Unités | Valeurs limites |
|----------------------|--------|-----------------|
| Température          | °C     | 30              |
| PH                   | -      | 6,5 à 8,5       |
| Conductivité         | µs/cm  | /               |
| Turbidité            | NTU    | /               |
| Oxygène dissous      | mg/l   | /               |
| MES                  | mg/l   | 35              |
| DBO <sub>5</sub>     | mg/l   | 35              |
| DCO                  | mg/l   | 120             |
| Ammonium             | mg/l   | /               |
| Azote kjeldahl       | mg/l   | 30              |
| Phosphore total      | mg/l   | 10              |
| Sulfates             | mg/l   | /               |
| <b>Métaux lourds</b> |        |                 |
| Zinc (*)             | mg/l   | 3               |
| Cuivre (*)           | mg/l   | 0,5             |

Décret exécutif N°26 du Journal Officiel du 23 avril 2006

## I.9) Conclusion

L'étude des caractéristiques des eaux usées est une étape très importante dans le processus d'évaluation des rejets en eaux usées pour un bon choix de procédé d'épuration et une meilleure gestion des stations d'épuration.

## CHAPITRE II : GENERALITES SUR LE LAGUNAGE

## II.1) Introduction

La station d'épuration traditionnelle, à boues activées, s'impose souvent à l'esprit lorsqu'il s'agit d'épuration des eaux usées. Pourtant, d'autres modes épuratoires existent. Ils s'appuient sur des processus d'autoépuration, se déroulant spontanément dans les étendues d'eau, dans lesquelles les microorganismes dégradent la matière organique et la transforment en éléments minéraux. C'est le cas du procédé de lagunage.

## II.2) Lagunage naturel

C'est un type de procédé par lagunage pour les petites collectivités

## II.2.1) Définition

Le lagunage naturel est une technique d'assainissement des eaux usées par un système ouvert de bassins successifs, qui permet d'épurer complètement les matières organiques par actions complémentaires, équilibrées et efficaces.

L'épuration par lagunage naturel repose sur la présence équilibrée de bactéries aérobies en cultures libres (non fixées sur un support) et d'algues. L'oxygène nécessaire à la respiration bactérienne est produit uniquement grâce aux mécanismes photosynthétiques des végétaux en présence de rayonnements lumineux.[12]

Ce système se compose généralement de trois bassins, séparés par des digues carrossables

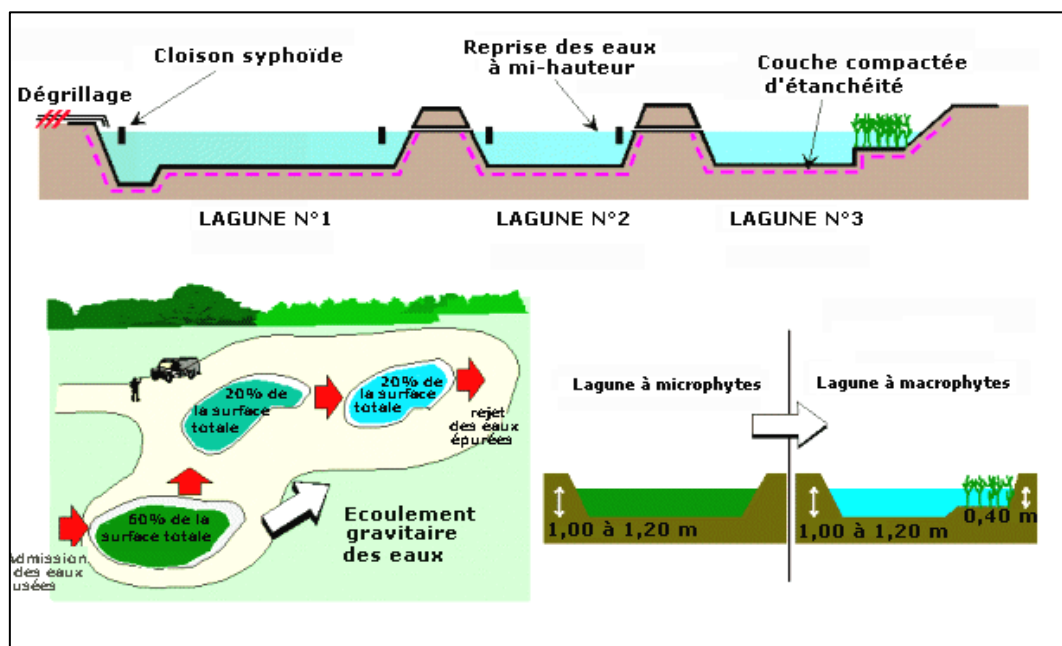


Figure II.1 : Vue générale d'une station de lagunage naturel

## **II.2.2) Domaine d'application :**

Le créneau privilégié d'application de ce procédé rustique peut être défini comme suit :

- Petites collectivités : 250 à 1500 EH (conseillé) voire 100 à 2000 EH (possible).
- Eaux résiduaires domestiques seules et peu concentrées ( $DBO_5 < 300 \text{ mgO}_2/\text{l}$ ).
- Les réseaux strictement séparatifs sans eaux parasites sont à éviter ;
- Nature du sol peu perméable ;
- Grande disponibilité en terrain ;
- Acceptation de contraintes d'exploitation lourdes (curage, ...) ;
- Bonne élimination des germes pathogènes en été ;
- Adaptation aux variations de charges hydrauliques (réseau unitaire, ...). [1]

## **II.2.3) Types des lagunes**

Dans le processus du lagunage, on distingue plusieurs types de lagunes suivant leurs fonctionnements :

### **II.2.3.1) Lagunes à macrophytes**

Elles sont disposées en fin de chaîne de traitement et sont plantées de végétaux immergés ou émergés, enracinés ou non tels que les roseaux, les massettes, les joncs, les scirpes, les laïches, les lentilles d'eau ou les jacinthes d'eau... Les bassins sont alors généralement de plus faible surface et moins profond (0,6 à 0,8 m) où la charge polluante est plus faible. Elles sont caractérisées par :

- ❖ Aspect esthétique et paysagé,
- ❖ Accroissement important des surfaces de fixation pour le périphyton (augmentation de l'oxygénation) et pour certaines bactéries minéralisatrices endogènes,
- ❖ Augmentation de la capacité de filtration par un important réseau racinaire,
- ❖ Bon rendement épuratoire en ce qui concerne l'élimination de la matière organique, de la matière en suspension (MES), des sels nutritifs et des métaux lourds (pour certaines espèces)

### **II.2.3.2) Lagunes à microphytes**

Dans les bassins de lagunage à microphytes, les plantes sont uniquement représentées par le phytoplancton, algues microscopiques de 1/100<sup>ème</sup> de mm en moyenne, mais jouant le même rôle que les macrophytes dans la fixation des nutriments. L'épuration est donc essentiellement sur l'action symbiotique entre les populations d'algues et de bactéries

### II.2.3.3) Lagunes composites (mixtes)

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.

### II.2.3.4) Lagunes anaérobies

Les bassins anaérobies, placés en tête de chaîne de traitement, permettent de stabiliser les boues, en plus d'une décantation primaire et d'un traitement de l'eau usée par le processus anaérobie. Ils reçoivent des charges de pollution relativement élevées, qui sont exprimées en Demande Biochimique en Oxygène (DBO) par unité de volume. À cause de la profondeur et de la charge organique élevée, il n'y a aucune couche aérobie et toute l'activité biologique est anaérobie. Ainsi, cette pollution est réduite par sédimentation et digestion anaérobie à des profondeurs de 2 à 5m en un temps de séjour court (un jour et plus). Ce processus, particulièrement actif pour des températures supérieures à 15 °C, produit un dégagement de biogaz (composé de 70% de méthane et 30% de dioxyde de carbone). Les bassins anaérobies permettent de réduire la charge en DBO initiale de 40 à 60%. [12]

### II.2.3.5) Lagunes aérées ou facultatives

Les lagunes facultatives correspondent à des bassins où il se développe une relation symbiotique entre les divers microorganismes aquatiques, en particulier les algues et les bactéries hétérotrophes. Ce sont des simples bassins creusés en terre, de grande dimension, mais dont la profondeur ne doit pas dépasser 1 à 2 m afin de préserver les conditions d'aérobiose. La charge de pollution entrante ne doit pas être trop élevée. Les matières dissoutes et colloïdales sont oxydées par des bactéries aérobie ou facultatives, utilisant l'oxygène provenant de l'absorption naturelle à l'interface eau-air et l'oxygène produit par les algues. Les matières décantables sédimentent pour former des boues, qui entrent dans la décomposition anaérobie, avec production de méthane et d'autres composés réduits. Le gaz carbonique résultant de l'oxydation des matières organiques sert de source de carbone pour les micro- algues.

On distingue quatre grands groupes de micro-algues représentant plus de 100 000 espèces :

- **Les algues bleues** : ou, cyanophycées, sont des organismes procaryotes, c'est à dire sans noyau défini, elles sont riches en un pigment bleuté : la phycocyanine ;
- **Les algues vertes** : ou, chlorophycées, sont comme les groupes qui vont suivre des eucaryotes. Ces algues sont caractérisées par la présence d'un pigment vert : la chlorophylle (a et b) ;
- **Les algues brunes** : ou, phéophycées, révèlent un excès de caroténoïdes donnant cet aspect brun à jaune d'or ;
- **Les algues rouges** : ou, rhodophycées présentent, pour elles, un excès de phycoérythrine[12]

### II.2.3.6) Lagunes de maturation

Ce sont des lagunes entièrement aérobies sur toute la profondeur et sont disposées en aval des lagunes facultatives. Leur objectif est de détruire les microorganismes pathogènes mais permettent aussi d'améliorer les performances épuratoires de l'ensemble de la filière de lagunage. Leur temps de séjour varie entre 4 à 12 jours. Elles sont généralement peu chargées, et les microorganismes vont rentrer dans la phase endogène, où ils s'oxydent mutuellement. La dimension d'un bassin de maturation, leur nombre et le temps de séjour sont déterminés principalement par la qualité bactériologique requise des eaux à épurer.[15]

### II.2.4) Principe de fonctionnement

Le lagunage naturel repose sur une culture bactérienne principalement de type aérobie. Celle-ci est ensuite séparée par un mécanisme de sédimentation. L'épuration est assurée par un long temps de séjour dans plusieurs bassins en série. Le mécanisme de base est la photosynthèse. La tranche d'eau supérieure est exposée à la lumière et cela permet l'apparition d'algues qui produisent l'oxygène nécessaire au développement des bactéries aérobies. Ces dernières 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 (les microphytes) de se multiplier. En fond de bassin, il n'y a pas de lumière, ce sont donc les bactéries anaérobies qui dégradent les sédiments issus de la décantation de la matière organique. Cette dégradation entraîne un dégagement de gaz carbonique et de méthane. En fait, l'épuration repose sur la présence équilibrée de bactéries aérobies en culture libre et d'algues. La lagune représente un écosystème :

- ❖ **Les producteurs primaires** : les végétaux microscopiques (phytoplancton) et macroscopiques (algues, roseaux) utilisent la lumière du soleil, le dioxyde de carbone ainsi qu'une partie de la pollution apportée par les eaux usées pour fabriquer leur propre biomasse. Ils libèrent de l'oxygène par ce processus, ce qui autorise l'activité épuratrice des organismes aérobies.
- ❖ **Les herbivores** : (zooplancton et animaux supérieurs) qui endiguent la prolifération des végétaux.
- ❖ **Les consommateurs primaires** : (bactéries) qui profitent de l'oxygénation du milieu pour dégrader la quasi-totalité de la pollution organique. L'épuration s'accompagne de la libération de composés minéraux et de dioxyde de carbone, consommés par les végétaux.
- ❖ **Les carnivores** : (zooplancton et animaux) et les prédateurs qui participent à l'épuration par la consommation des herbivores et des consommateurs primaires, voire d'autres carnivores
- ❖ **Les détrivores** : (champignons et bactéries) qui s'alimentent des matières organiques et participent ainsi à la minéralisation des sédiments.[12]

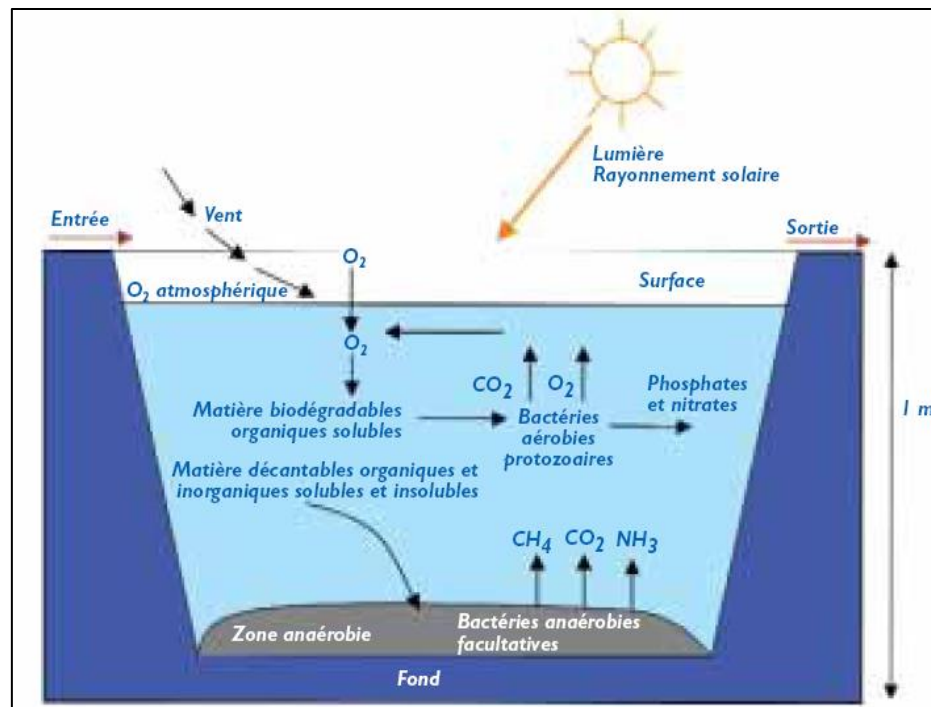


Figure II.2 : Mécanismes mis en jeu dans les bassins de lagunage naturel

### II.2.5) Performance attendues par le lagunage naturel

- **-DBO<sub>5</sub>** : L'abattement en DBO<sub>5</sub> est de l'ordre de 40% en conditions hivernales, à charge égale il peut atteindre 50 à 60% en période estivale dans le lagunage anaérobie mais la présence d'algues, même sur la fraction filtrée fait perdre son sens à la mesure de ce paramètre,
- **DCO** : le rendement en flux est supérieur à 75 %. La concentration en DCO est proche de 125 mg / l,
- **MES** : la concentration est inférieure à 150 mg / l, sauf situation exceptionnelle en matière d'évaporation,
- **Azote** : l'abattement sur l'azote global est en moyenne de 60 à 70 % avec une influence saisonnière très marquée. On ne trouve pas de nitrates en sortie, sauf exceptionnellement et en quantité très faible,
- **Phosphore** : l'abattement sur le phosphore est en moyenne de 60 à 70 %. Son élimination décroît généralement avec l'âge des installations et l'accumulation des boues dans les bassins
- **Les germes** : Le lagunage permet une élimination très avancée des germes pathogènes voir presque totale dans certains cas de lagunage naturel, cela est dû surtout au long temps de séjours des lagunes et à l'ensoleillement ;[15]

**II.2.6) Base de dimensionnement**

Les points clés pour le dimensionnement des lagunes naturels sont : [12]

**Tableau II.1** : Les points clés de dimensionnement du lagunage naturel

| paramètres                                   | unité       | Valeurs standard | Valeurs préconisées                                          |
|----------------------------------------------|-------------|------------------|--------------------------------------------------------------|
| <b>Prétraitement</b>                         |             |                  |                                                              |
| Espacement barreaux dégrillage               | cm          | 3                | 3                                                            |
| Vitesse ascensionnelle dégraisseur           | $m^3/m^2/h$ | 10 à 20          | 10 à 20                                                      |
| Hauteur immergée paroi siphonide dégraisseur | cm          | 40 à 60          | 40 à 60                                                      |
| Surprofondeur du cône de sédimentation       | cm          | 70               | 70                                                           |
| <b>Lagunage</b>                              |             |                  |                                                              |
| Perméabilité maximale admise                 | m/s         | $10^{-8}$        | $5.10^{-8}$                                                  |
| Temps de séjour                              | jours       | 60               | 80                                                           |
| Pente lagune non étanchée                    | Rapport h/l | 1/2.5            | 1/2.5                                                        |
| Pente lagune étanchée                        | Rapport h/l | 1/1.5            | 1/1.5                                                        |
| <b>Lagune primaire</b>                       |             |                  |                                                              |
| Dimensionnement                              | $m^2/EH$    | 6                | 9                                                            |
| Profondeur                                   | m           | 1.2 à 1.8        | 1.2 à 1.8                                                    |
| Temps de séjour                              | jours       | 30 à 40          | 50 à 55                                                      |
| <b>Lagune secondaire</b>                     |             |                  |                                                              |
| Dimensionnement                              | $m^2/EH$    | 2.5              | 4.5                                                          |
| Profondeur                                   | m           | 1.0 à 1.4        | 1.0 à 1.4                                                    |
| Temps de séjour                              | jours       | 7 à 10           | 15 à 20                                                      |
| <b>Lagune tertiaire</b>                      |             |                  |                                                              |
| Dimensionnement                              | $m^2/EH$    | 2.5              | 4.5                                                          |
| Profondeur                                   | m           | 1.0 à 1.2        | 1.0 à 1.2 (sans macrophytes)<br>0.3 à 0.4 (avec microphytes) |
| Temps de séjour                              | jours       | 7 à 10           | 5 à 15                                                       |

## **II.2.7) Avantages et les inconvénients du lagunage naturel**

### **II.2.7.1) avantages**

- ❖ Faible coût d'exploitation
- ❖ Bonne intégration paysagère ;
- ❖ Système respectueux de l'environnement ;
- ❖ Bonne élimination des pathogènes, de l'azote et du phosphore ;
- ❖ Production de boues moins importante ;
  
- ❖ Bien adapté pour les petites communes ayant des fortes augmentations de population ;
- ❖ Les coûts de fonctionnement sont faibles (peu ou pas d'électricité) ;
- ❖ Facilité d'exploitation ;
- ❖ Bons rendements d'élimination sur les nutriments (azote global et phosphore total) ;
- ❖ adaptation aux fortes variations de charges hydrauliques due au temps de rétention hydraulique élevé dans les bassins (70 jours).

### **II.2.7.2) inconvénients**

- ❖ emprise au sol importante,
- ❖ natures du sol et du sous-sol déterminant,
- ❖ élimination moyenne de la matière organique,
- ❖ qualité de rejet variable selon les saisons,
- ❖ forte sensibilité aux effluents concentrés et / ou septiques (odeurs),
- ❖ contraintes d'exploitation ponctuelle lourdes (curages...),
- ❖ maîtrise limitée de l'équilibre biologique et des processus épuratoires,
- ❖ variation des coûts suivant la topographie,
- ❖ nécessité de curer la lagune et de mettre en place un plan d'épandage.[15]

## **II.3) Lagunage aéré**

### **II.3.1) Définition**

Le lagunage aéré est une technique d'épuration biologique extensive qui se caractérise par un ou plusieurs bassins de traitement dans lesquels la charge biodégradable de l'effluent est détruite par voie bactérienne, une partie au moins de ce traitement est réalisé en aérobie grâce à un apport d'oxygène dissous dans l'eau artificiellement par les aérateurs de surface ou une insufflation d'air. En effet, ce principe ne se différencie des boues activées que par l'absence de système de recyclage des boues ou d'extraction des boues en continu et par une faible production de boues (environ 20 à 30 % par rapport aux bassins à boues activées).

Comparativement au lagunage naturel, il nécessite des surfaces dix fois moindres que le lagunage naturel, de l'ordre d'un hectare pour dix mille habitants. Ce système se compose généralement de trois bassins successifs. [13]

### **II.3.2) Domaine d'application**

Le créneau privilégié d'application de ce procédé rustique peut être défini comme suit :

- Petites collectivités : 400 à 2000 EH (conseillé) voire 300 à 2500 EH (possible).
- Eaux résiduaires domestiques seules et peu concentrées ( $DBO_5 < 500 \text{ mgO}_2/\text{l}$ ).
- Les réseaux strictement séparatifs sans eaux parasites sont à éviter ;
- Nature du sol peu perméable ;
- Grande disponibilité en terrain ;
- Acceptation de contraintes d'exploitation lourdes (curage, ...) ;
- Bonne élimination des germes pathogènes en été ;
- Adaptation aux variations de charges hydrauliques (réseau unitaire, ...) . [1]

### **II.3.3) Type des Lagunes**

#### **II.3.3.1) Lagune d'aération**

L'aération mécanique favorise le développement des bactéries au détriment de la population algale. Pour limiter les dépôts qui peuvent perturber le traitement et pour prévenir la formation d'algues microscopiques, il est nécessaire de surdimensionner les aérateurs. L'étanchéité de la lagune doit être effectuée par géomembrane pour limiter les risques de dégradation des berges dus au fort batillage de l'eau en mouvement. Des dalles bétonnées complètent la protection contre les affouillements au droit de la turbine. C'est dans cette lagune qu'ont lieu la croissance bactérienne et l'oxydation de la pollution organique. De légers floccs de 0,1 mm se forment. En comparaison, avec des boues activées, ils sont dix fois inférieurs.

#### **II.3.3.2) Lagune de décantation**

C'est le lieu de séparation physique des boues biologiques et de l'eau épurée. Cette lagune doit être régulièrement curée afin d'éviter les odeurs et la dégradation du traitement par les dépôts de boues. La forme du bassin doit être rectangulaire avec un rapport longueur sur largeur de 2 à 3.

#### **II.3.3.3) 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. L'élimination de ces deux paramètres peut se faire également pour le premier au niveau d'un réacteur de nitrification avec recirculation d'une partie des effluents en tête de lagune primaire et pour le second par voie physicochimique [15]

### II.3.4) Principe de fonctionnement

L'oxygénation est, dans le cas du lagunage aéré, apportée mécaniquement par un aérateur de surface ou une insufflation d'air

#### II.3.4.1) Mécanisme mis en jeu

##### ❖ Dans l'étage d'aération

Les eaux à traiter sont en présence de micro-organismes qui vont consommer et assimiler les nutriments constitués par la pollution à éliminer. Ces micro-organismes sont essentiellement des bactéries et des champignons.

##### ❖ Dans l'étage de décantation

Les matières en suspension que sont les amas de micro-organismes et de particules piégées, décantent pour former les boues. Ces boues sont pompées régulièrement ou enlevées du bassin lorsqu'elles constituent un volume trop important.

L'emploi de deux lagunes de décantation et fonctionnant en alternance facilite l'extraction des boues, qui doit avoir lieu tous les deux ans.

##### ❖ Etage de finition

Ces lagunes dépourvues de systèmes de brassage, permettant la séparation physique des boues et de l'eau traitée. [13]

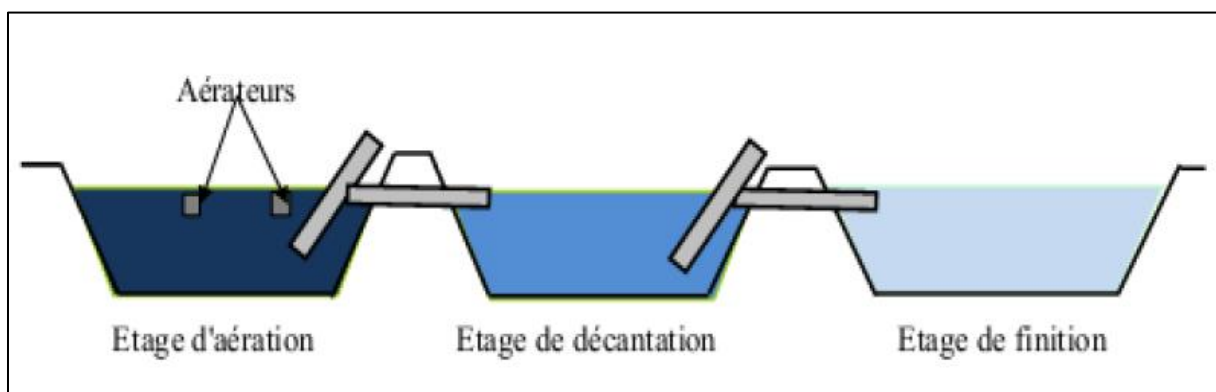


Figure II.3 : Vue générale de la station de lagunage aéré

### II.3.5) Bases de dimensionnement

Les point-clés nécessaire pour le dimensionnement sont :[13]

**Tableau II.2** : Les points clés de dimensionnement du lagunage aéré

| Paramètres                       | unité                                   | Valeurs standard                                                                                                                    | Valeurs préconisées |
|----------------------------------|-----------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------|
| <b>Dégrillage</b>                |                                         |                                                                                                                                     |                     |
| Espacement des barreaux          | cm                                      | 3                                                                                                                                   | 3                   |
| <b>dégraissage</b>               |                                         |                                                                                                                                     |                     |
| Vitesse ascensionnelle           | m/h                                     | 10 à 20                                                                                                                             | 10 à 20             |
| Hauteur immergée paroi siphonide | cm                                      | 40 à 60                                                                                                                             | 40 à 60             |
| <b>Lagune d'aération</b>         |                                         |                                                                                                                                     |                     |
| Dimensionnement                  | m <sup>2</sup> /usager                  | 1.5 à 3                                                                                                                             | 1.5 à 3             |
| Temps de séjour                  | jours                                   | 20                                                                                                                                  | 20                  |
| profondeur                       | m                                       | 2 à 3,5 avec aérateur de surface<br>2,5 pour une turbine de 4 kW<br>3 pour une turbine de 5,5 kW<br>> 4 pour une insufflation d'air |                     |
| Besoin en oxygène                | kg O <sub>2</sub> / kg DBO <sub>5</sub> | 2                                                                                                                                   | 2.5                 |
| Puissance aérateur               | W/m <sup>3</sup>                        | 5 à 6                                                                                                                               | 5 à 6               |
| Temps de fonctionnement moyen    | h/j/aérateur                            | 8                                                                                                                                   | 8                   |
| <b>Lagune de décantation</b>     |                                         |                                                                                                                                     |                     |
| Temps de séjour                  | jours                                   | 5                                                                                                                                   | 3 à 5               |
| Surface unitaire                 | m <sup>2</sup> /EH                      | 0.3 à 0.5                                                                                                                           | 0.5 à 0.7           |
| Volume nécessaire                | m <sup>3</sup> /usager                  | 0.8 à 1.2                                                                                                                           | 0.8 à 1.2           |
| Profondeur                       | m                                       | 2                                                                                                                                   | 1.2 à 1.5           |
| <b>Lagune de finition</b>        |                                         |                                                                                                                                     |                     |
| Temps de séjour                  | jours                                   | /                                                                                                                                   | 1 à 2               |
| Surface unitaire                 | m <sup>2</sup> /EH                      | /                                                                                                                                   | 0.5 à 0.7           |
| profondeur                       | m                                       | /                                                                                                                                   | 0.3 à 1             |

### II.3.6) Performances attendus par le lagunage aéré

Le niveau de qualité de l'effluent est bon pour la matière organique : plus de 80 % d'abattement (DBO<sub>5</sub> : 35 mg/l) . Pour les nutriments (azote et phosphore), l'élimination reste limitée à l'assimilation bactérienne et reste de l'ordre de 25-30 %. [15]

## **II.3.7) Avantages et inconvénients du lagunage aéré**

### **II.3.7.1) Avantages**

Le lagunage aéré assure un traitement fiable dans de nombreuses situations difficiles. Il est particulièrement tolérant à de très nombreux facteurs influençant négativement nombre d'autres procédés :

- ❖ Variations de charges hydrauliques importantes ;
- ❖ Variations de charges organiques importantes ;
- ❖ Effluents très concentrés ;
- ❖ Effluents déséquilibrés en nutriments ;
- ❖ Traitements simultanés d'effluents domestiques et industriels biodégradables;
- ❖ Une bonne intégration paysagère;
- ❖ Des boues stabilisées.

### **II.3.7.2) Inconvénients**

- ❖ Rejet d'une qualité moyenne sur tous les paramètres ;
- ❖ Présence de matériels électromécaniques nécessitant l'entretien par un agent spécialisé ;
- ❖ Nuisances sonores liées à la présence de système d'aération ;
- ❖ Forte consommation énergétique ;[15]

## **II.4) Comparaison entre le lagunage naturel et le lagunage aéré**

### **II.4.1) Temps de séjour**

Le temps de séjour dans le lagunage naturel est très élevé (peut aller jusqu'à 50 jours) par rapport au lagunage aéré (quelques jours).

### **II.4.2) Superficie des lagunes**

La superficie nécessaire dans le lagunage naturel est très importante par rapport au lagunage aéré.

### **II.4.3) Consommation d'énergie**

Il n'y a pas de consommation d'énergie pour le lagunage naturel, par contre dans les lagunes aérées une consommation d'énergie pour l'aération est obligatoire.[1]

## II.5) Conclusion

Pour une bonne conception d'une station d'épuration par lagunage naturel ou lagunage aéré, il faut savoir son principe de fonctionnement ses performances ainsi ses avantages et ses inconvénients.

Chaque technique présente à la fois de nombreux avantages et limites. Il serait totalement illusoire de généraliser l'usage d'une filière ou même de privilégier une technique par rapport à une autre sans une étude au préalable. En effet, seule une analyse complète des contraintes rencontrées par la collectivité devrait permettre d'identifier le meilleur choix ou éventuellement le meilleur compromis technico-économique qui, finalement assurera une protection optimisée du milieu récepteur. Cette analyse préliminaire complète pourrait comporter plusieurs volets : la nature des eaux usées à traiter, les contraintes du milieu récepteur, les contraintes naturelles du site et les contraintes économiques.

Cependant, Toute filière, aussi simple soit elle, doit faire l'objet d'une exploitation et d'un entretien réguliers sans quoi, les objectifs qui ont guidé son choix et son implantation, ne pourront être atteints.

### CHAPITRE III : LES FACTEURS INTERVENANTS DANS LE LAGUNAGE

#### III.1) Introduction

Le système d'épuration des eaux usées domestiques par lagunage naturel demeure parmi les procédés les plus utilisés dans les pays à climats chauds arides à semi-arides. Le lagunage naturel comme étant la solution technique la plus adaptée au contexte économique et climatique. La particularité de ce procédé c'est qu'il nécessite un faible coût d'investissement et d'exploitation avec peu d'expertise technique. L'épuration dans ces bassins de lagunage naturel dépend de plusieurs facteurs que sont d'ordre climatique, physico-chimique et biologique.

#### III.2) Facteurs climatiques

Le microclimat est le climat local auquel sont soumises les lagunes, il résulte de l'action de plusieurs facteurs qui jouent un rôle important dans l'implantation du lagunage naturel ; ce sont principalement :

##### III.2.1) L'intensité de l'ensoleillement

L'intensité de l'ensoleillement a une influence sur l'activité photosynthétique des végétaux. Si le ciel reste couvert pendant plusieurs jours, surtout en été alors que le phytoplancton est abondant, la production de l'oxygène due à la photosynthèse pendant la journée devient moins importante, ce qui risque d'entraîner une désoxygénation passagère. Cependant, les fortes intensités lumineuses ont une action inhibitrice sur les algues d'eaux douces quand elles dépassent 9270 lux. Les rayons solaires ultraviolets possèdent des propriétés germicides importantes qui les font souvent considérer comme des bons agents naturels de désinfection. L'importance exacte que ces radiations jouent effectivement dans l'élimination des germes dans les bassins de lagunage est cependant difficile à évaluer. [3;4]

##### III.2.2) La température

Les variations de température du milieu lagunaire influent sur le bon fonctionnement de la lagune puisqu'elles affectent la production d'oxygène par photosynthèse et agissent sur le mécanisme de croissance et de survie des micro-organismes qui peuplent ces bassins. L'optimum de production d'oxygène se situe vers 20°C. Le lagunage ne peut fonctionner normalement qu'entre 5°C et 35°C. Des températures très basse (<5°C), s'accompagnant ou non de formation de glaces superficielles arrêtent la photosynthèse, la lagune passe alors en anaérobiose. Des températures supérieures à 35°C entraînant une diminution de la vitesse de la photosynthèse. Par contre, l'activité bactérienne et corrélativement la demande en oxygène augmentent ; ce qui peut provoquer un passage vers l'anaérobiose. [3]

### III.2.3) Le vent

Le vent cause des turbulences qui assurent un brassage de la masse d'eau et favorise l'oxygénation et la répartition de la température des eaux dans les bassins, mais qui peuvent aussi dégrader les digues par batillage. Il permet également le renouvellement de la pellicule d'air située immédiatement au dessus de la surface d'eau évaporant et collabore aux échanges d'azote sous forme de  $N_2$  ou de  $NH_3$ . [3]

### III.2.4) L'évaporation

L'évaporation est un facteur très important. Elle est très intense en période estivale (10 à 15 mm/j). Conjugée à une infiltration importante, elle peut être néfaste et doit donc être prise en considération lors des calculs de dimensionnement des bassins, car elle diminue la quantité des effluents à traiter et augmente le temps de passage. [3]

## III.3) Facteurs physico-chimique

### III.3.1) Géométrie et la conception

La forme des bassins doit être hydrodynamique pour faciliter la circulation des effluents et éviter aussi les zones mortes. La profondeur agit directement sur la pénétration de la lumière qui favorise la photosynthèse. Le volume des bassins permet avec les débits de fixer un temps de séjour optimum dépendant de la charge admise et de la dépollution souhaitée. [3]

### III.3.2) Temps de séjour

Le temps de séjour désigne le temps nécessaire que doivent séjourner les eaux usées dans chaque bassin pour permettre leur épuration. Il varie en fonction des conditions climatiques et donc indirectement affecte les rendements attendus. Les fortes évapotranspirations rencontrées pendant les saisons chaudes peuvent augmenter considérablement le temps de séjour et, par voie de conséquence, le rendement. Le gel d'une tranche d'eau supérieure en hiver, au contraire, réduit le temps de séjour. [3]

### III.3.3) PH

Le pH est un facteur très important qui conditionne le pouvoir épuratoire. Le pH le plus favorable à la vie aquatique se situe entre 6,5 et 8,5. Tout abaissement ou toute élévation excessive de pH entraînera des modifications de l'équilibre ionique. L'activité photosynthétique entraîne des fortes variations de pH, celui-ci peut monter jusqu'à 9.8 de jour en été, du fait de la consommation de  $CO_2$  par les algues, l'activité anaérobie vient équilibrer cette alcalinité au moyen des acides volatiles entraînent une chute de pH suivit de l'inhibition de la production de  $CH_4$  et l'échappement de produits odorants. [3]

### III.3.4) Oxygène dissous

Le taux d'oxygène dissous dans l'eau est un facteur très important pour une bonne épuration des effluents pour éviter certaines nuisances (couleurs, odeurs,...), cet oxygène du milieu lagunaire est assuré d'une part par l'action photosynthétique des algues, et d'autre part par l'atmosphère à travers l'interface air-eau de la lagune. [3]

### III.3.5) Matières organiques

La matière organique se compose essentiellement de cinq (5) atomes qui sont le carbone, l'hydrogène, l'oxygène, l'azote et le phosphore qu'on retrouve dans les eaux polluées et dans la composition des cellules algales et bactériennes. La charge de ces matières a son poids dans le pouvoir épuratoire. Il faut la choisir de façon à répondre aux exigences des micro organismes sans dépasser le seuil de surcharge ou un manqué de charge. [3]

### III.4) Facteurs biologiques

#### III.4.1) Phytoplancton

Représenté essentiellement dans le lagunage naturel, par des algues qui sont des plantes microscopiques mono ou pluricellulaires dont la taille varie entre 1 à 2µ m et 500µ m. Elles peuvent être planctoniques (dispersées dans la masse d'eau), benthiques (déposées à la surface des sédiments) ou épiphytiques (fixées sur des supports immergés). Les algues jouent un rôle multiple et complexe dans le processus d'épuration des eaux usées. Dans le lagunage naturel, l'activité algale intense qui s'y développe en été s'accompagne d'une augmentation de pH suite à l'assimilation photosynthétique du gaz carbonique. [3]

#### III.4.2) Zooplancton

Le rôle du zooplancton est d'assurer la finition de l'épuration des eaux. Ils vont jouer un rôle important comme consommateur de micro-algues, et donc comme régulateur de ces populations phytoplanctoniques. Cependant, la faune a une importance essentielle dans le fonctionnement des lagunes car elle favorise l'abattement du taux des matières en suspension (filtration de la biomasse phytoplanctonique). Les principaux des zooplanctons organismes sont: [3]

- **Les protozoaires :** ces organismes unicellulaires (20-50 microns environ) sont les principaux prédateurs des bactéries. Ils sont présents toute l'année sans manifester d'évolution numérique majeure.
- **Les rotifères :** des vermiens microscopiques (200µm à 1mm) de forme très hétérogènes. Ce sont essentiellement des consommateurs de bactéries, de micro-algues et de matière organique qui permettent une efficace clarification des eaux.
- **Les copépodes :** Ce sont des petits crustacés (de 0,5 à 4mm.) présents à la surface de l'eau qui sont de très efficaces prédateurs : ils consomment pêle-mêle du phytoplancton, des jeunes larves d'insectes et des cladocères...
- **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 et ainsi augmenter la luminosité. Cependant, leur mode de nutrition et leur respiration a tendance à diminuer le taux d'oxygène dissout. [10]

### III.4.3) Bactéries

Les bactéries sont des micro-organismes unicellulaires et procaryotes (une seule cellule sans noyau). Elles se reproduisent généralement par une simple division cellulaire. En effet, dans une lagune, les parties superficielles riches en oxygène dissous contiennent des bactéries aérobies strictes ou facultatives qui se développent 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. Au fond des bassins (milieu anaérobie), on y trouve donc des bactéries anaérobies strictes ou facultatives qui transforment les matières organiques en méthane ( $\text{CH}_4$ ) et réduisent les sulfates en sulfures. [3]

### III.4.4) Sédiments

La formation des sédiments est due à la décantation des matières en suspension de l'eau brute ainsi qu'à la décantation du phytoplancton. Les sédiments sont donc constitués de matériaux abiotiques organiques et inorganiques et de biomasse diversifiée. 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. [3]

### III.5) Conclusion

Le lagunage appartient aux procédés de traitement biologiques extensifs. Il repose sur des mécanismes comparables à ceux des milieux naturels (chaines alimentaires, cycles du carbone, de l'azote et du phosphore). Donc il faut étudier les facteurs climatiques, physico-chimiques et biologiques de notre zone qui influencent sur le fonctionnement local de ce procédé.

## CHAPITRE IV : ETUDE DE FAISABILITE DU LAGUNAGE

### VI.1) Introduction

La conception d'une installation de lagunage exige une étude de faisabilité préalable qui doit permettre de pouvoir définir le projet dans ces grandes lignes (nature du terrain, le choix du site d'implantation de la station,....etc.). Les études qui doivent être faite pour construire une station d'épuration sont :

### VI.2) Etude hydro-climatologique

L'étude hydro climatologique consiste en l'étude des paramètres de climat qui doivent être pris en considération lors de dimensionnement des bassins. Les caractéristiques du climat sont établies par des séries chronologiques de mesures les éléments fondamentaux :

#### VI.2.1) Température de l'air

L'un des plus importants facteurs influençant directement sur le fonctionnement des lagunes et le développement des algues. La demande biochimique en oxygène mesure essentiellement la consommation d'oxygène, son intensité est sensible à la température tel que les évolutions moyennes de la DBO observées à 30 et 20°C. La limite inférieure serait 5°C, alors que la limite supérieure se situerait entre 40°C et 45°C, dans cette large gamme les microorganismes nitrifiants présentent une température optimale qui se situe entre 25 et 36°C. Cette température optimale, souvent discutée, se justifie par une variété des conditions de culture. [5 ; 6]

#### VI.2.2) Pluviométrie

La pluviométrie doit être également connue pour la détermination des hauteurs des digues afin d'éviter tout risque d'inondation de la station, elle va influencer sur la concentration de l'effluent (dilution de l'eau chargé).[10]

#### VI.2.3) Vent

il faut connaître l'intensité et la direction des vents dominants qui favorisent l'oxygénation des eaux des bassins, ainsi que pour la prévention de leurs effets néfastes comme la dégradation

des digues par batillage et l'entraînement des odeurs vers les agglomérations. La direction de vent influence aussi sur les lagunes de grandes tailles (formation des vagues).[10]

### **VI.2.4) Evaporation**

L'évaporation influe remarquablement sur le volume de l'effluent dans les lagunes et par conséquent sur le temps de séjours, c'est pour cela qu'il faut prévenir les périodes optimums d'évaporation, dans certaines régions, elle est très intense en période estivale (10 à 15 mm par jour). Elle diminue le débit des effluents traités et augmente donc la charge à l'hectare. Elle peut être néfaste et doit donc être prise en compte lors des calculs du dimensionnement des différents bassins.[4]

### **VI.3) Etude hydro-chimique**

Avant de concevoir un procédé d'épuration, il est impératif de caractériser l'eau à traiter quantitativement et qualitativement, une étude particulière sur les flux de pollution est indispensable.[4]

#### **VI.3.1) Population**

Elle doit être déterminée avec précision, on peut se référer aux études menées par les organismes spécialisés qui permettent d'évaluer la population qu'elle soit raccordée au réseau ou raccordable ultérieurement ainsi que son évolution future par la détermination du taux d'accroissement.[10]

#### **VI.3.2) Débit**

Le volume journalier par habitant peut être estimé en fonction de la qualité d'eau potable utilisée, généralement le volume de rejet est pris égale à 80% de la qualité d'eau potable, il est en principe compris entre 150 et 200 litres par habitant et par jour.[1]

#### **VI.3.3) Charge organique**

Exprimée en DBO<sub>5</sub>, elle intervient dans le dimensionnement des installations ; elle doit être connue avec précision.[9]

#### **VI.3.5) Réseau**

Le type de réseau de raccordement a son 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.[4]

## **VI.4) Etude de reconnaissance des terrains**

Cette étude doit permettre de préciser la structure du terrain en place et les caractéristiques des matériaux qui le composent.

### **VI.4.1) Topographie**

L'étude topographique, réalisée à partir d'une carte topographique permet de conclure que le site choisi favorise le système gravitaire entre les bassins à l'entrée et à la sortie de la station en possédant une règle de pente

Il faut, plutôt choisir un terrain plat qu'un terrain accidenté. Il est nécessaire de posséder un plan topographique à l'échelle 1/500 ou mieux 1/200, 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.[3]

### **VI.4.2) Géologie**

Au cours de la reconnaissance de surface, on essaiera de trouver la structure géologique du terrain en repérant les affleurements rocheux que l'on reportera sur une carte ou l'on indiquera aussi ses caractéristiques : nature de la roche, pendage des couches,...etc.

A partir de ce levé, on cherchera à faire une interprétation de la géologie, cette interprétation consiste à imaginer comment les différents affleurements peuvent être reliés entre eux.[3]

Lorsque les affleurements sont inexistantes ou trop éloignés du site, l'interprétation ne peut plus être réalisée. Les conclusions de cette reconnaissance géologique devront principalement porter sur :

- La position des zones humides ou des sources ;
- Les risques de fuites dans les terrains et le rocher de substratum ;
- La présence ou non de blocs qui gêneront les travaux de terrassement et la profondeur de substratum rocheux ;
- Les zones, de terrains meubles qui paraissent les plus aptes à servir de ballastières.

Elles permettront de définir les zones de terrains les plus favorables à la réalisation des lagunes. L'étude géologique devra donc être réalisée avant que soit arrêté définitivement le choix du terrain destiné à la station d'épuration.[3]

### **VI.4.3) Hydrogéologie et hydrographie**

Il faut connaître le niveau de la nappe phréatique et ses fluctuations, pour pouvoir apprécier les risques de contamination des eaux souterraines, surtout si la nappe est exploitée.

De plus, les travaux de réalisation des lagunes 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 ;[7]

### **VI.4.4) Etude géotechnique**

Une étude géotechnique permettra de définir l'aptitude du terrain à la réalisation des bassins, par des reconnaissances sur site, des formations superficielles, classifications des sols, pour estimation de degré de tassement et de cohésion. Cette étude est relativement simple et comprendra-en habituellement :

- Analyse granulométrique (tamisage pour les éléments de taille supérieur à 0.08mm) ;
- Analyse de la teneur en eau des argiles pour déterminer l'aptitude de terrain au compactage ;
- Appréciation de la perméabilité des sols avec essais en place ;[7]

### **VI.4.5) Choix de site d'implantation**

La nécessité de la mise en place d'une station d'épuration passe par un ensemble de dispositions qui sont à prendre en considération dans l'élaboration du projet. Pour choisir le site d'implantation on doit tenir compte des conditions suivantes :

- Eviter de construire à proximité d'une zone urbaine, une zone industrielle et un environnement touristique (200 m comme une distance minimale) ;
- Etude du plan futur (PDAU) qui détermine le sens de l'extension de l'agglomération étudiée à l'avenir ;
- L'existence des réseaux électrique, lignes téléphoniques, gaz, pétrole (existant ou programmés) ;
- Système d'égout (séparatif ou unitaire) et la forme générale de réseaux d'assainissement (tendance des collecteurs, le sens global de drainage des bassins versants) ;
- Disponibilité du terrain
- Les pentes suffisantes pour assurer un écoulement par gravité, (le niveau de la région sélectionnée au-dessus du niveau de l'avenir de l'eau) ;
- L'activité sismique de la région doit être prise en considération, et éviter des obstacles naturels lors de choix de l'emplacement de la station ;[3]

## VI.5) Génie civil des lagunes

Le génie civil des bassins de lagunage doit être conforme aux règles de bonne construction. La conception d'un ouvrage de lagunage constitue un ensemble homogène dont il est dans la pratique difficile.

### ➤ Les digues

Ces digues sont caractérisées par :

- ❖ une hauteur faible,
- ❖ généralement la présence d'eau dans les fondations,
- ❖ un niveau d'eau dans les bassins variant lentement,
- ❖ la présence éventuelle de végétation sur les talus amont et aval,
- ❖ certaines digues servent de séparation entre deux bassins dont les niveaux sont très proches l'un de l'autre,
- ❖ il faut parfois faire des terrassements importants en fond de bassins pour obtenir un niveau horizontal, et il est économique de profiter de ces terrassements pour réaliser les digues avec les déblais extraits du fond des lagunes.

### ➤ L'étanchéité

L'étanchéité des bassins est très importante afin d'éviter la pollution de la nappe phréatique éventuelle par percolation et d'assurer un fonctionnement hydraulique normal de la lagune. A défaut d'imperméabilité naturelle, il faut prévoir des travaux d'étanchéification comme le compactage, le traitement de sol (avec ajout d'argile ou de bentonite) ou la pose d'une géo membrane [15]

### ➤ Assainissement du chantier

On rencontrera assez fréquemment des terrains humides ou une nappe à faible profondeur. Pour que les engins puissent circuler et le compactage se faire dans des conditions acceptables, il faudra drainer le chantier. Dans les terrains assez étanches, on cherchera à empêcher l'eau de pluie de pénétrer dans le sol en lissant la surface de celui-ci tout en la modelant en forme d'ados et en prévoyant des exutoires. Lorsqu'il n'y a pas de nappe au niveau du terrain naturel, cette disposition devrait suffire. Dans le cas contraire, il faut procéder au préalable à un rabattement de la nappe par des canaux drainants dans lesquels l'eau est pompée. Ces dispositifs doivent être réalisés avant le début du chantier pour être efficaces.[12]

### ➤ Compactage des terres

Il se fera avec les engins couramment utilisés et qui dépendent de la nature des sols à mettre en place. Pour les terrains argileux, le rouleau à pieds de mouton ou à pieds dameurs, ainsi que le rouleau à pneus, conviennent. Pour le rouleau à pneus il faut prévoir un hersage de la surface de la couche compactée avant mise en place de la couche suivante. Les rouleaux à pieds de mouton ne compactent qu'à une certaine profondeur (celle des pieds : de l'ordre de 20 cm), et ne seront donc pas intéressants pour les tapis étanches en terre où le rouleau à pneus et le rouleau à pieds dameurs sont les mieux adaptés.[12]

## VI.6) Résumé des critères de faisabilité pour une implantation des lagunes

Les critères géotechniques et hydrauliques de faisabilité d'un lagunage naturel sont résumés dans les deux tableaux ci-dessous :

**Tableau VI.1 : Les critères de faisabilité d'un lagunage naturel**

| Les critères           |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                             |
|------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Terrain                | Disponibilité                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                               |
|                        | Coût du terrain                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                             |
|                        | Situation du terrain par rapport au rejet                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   |
|                        | Inondation du terrain                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                       |
|                        | <b>Donnée géologique :</b><br>-Présence ou non de terrains rocheux.<br>-Présence de terrains fracturés.<br>-Risque de fuites dans les terrains et le rocher du substratum.<br>-Nature des matériaux exploités dans les carrières.<br>-Existences de terrains meubles.                                                                                       |
|                        | <b>Données géotechnique :</b><br>-Nature granulométrique.<br>-Equivalent de sable.<br>-Consistance des éléments du sol.<br>-Indice de plasticité.<br>-Comportement du sol au colmatage.                                                                                                                                                                     |
| Environnement          | <b>Données hydrogéologiques :</b><br>-Teneur en eau.<br>-Présence ou non d'une nappe superficielle.<br>-Relation de la nappe superficielle avec les autres aquifères profonds.<br>-Profondeur des plans d'eau dans l'aquifère.<br>-Fluctuation de la nappe.<br>-Perméabilité verticale et horizontale du sol.<br>-Vulnérabilité de la nappe à la pollution. |
|                        | -Nuisances (odeur, moustique, rongeurs, oiseaux).                                                                                                                                                                                                                                                                                                           |
|                        | -Paysage.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   |
|                        | -Impact sur les infrastructures.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                            |
|                        | -Précipitation                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                              |
|                        | -Température                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                |
| Hydrologie             | -vents                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                      |
|                        | -Evaporation                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                |
| Effluents à traiter    | -Débit                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                      |
|                        | -Charge polluante                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                           |
| Nature du réseau       | -Unitaire ou séparatif                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                      |
|                        | -Raccordements                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                              |
| Réutilisation des eaux | -Rejet dans le milieu naturel                                                                                                                                                                                                                                                                                                                               |
|                        | -Réutilisation agricole                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |

## VI.7) Conclusion

Avant la conception de l'installation de lagunage (naturel ou aéré), il faut d'abord faire une étude préalable sur tous les niveaux (climatologiques, géologiques, géotechniques, topographiques...) pour un bon choix du site d'implantation de notre futur projet.

Le choix de l'un ou l'autre des procédés de lagunage sera fortement guidé par les conditions de réalisation. Ainsi, le lagunage naturel exigeant des surfaces importantes sera favorisé lorsque le coût des terrains sera peu élevé et lorsque les conditions d'étanchéité seront favorables. Le lagunage -aéré sera 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. Par contre, il nécessitera la fourniture d'oxygène par des équipements dont la puissance et la consommation en énergie seront supérieures à celles mises en oeuvre dans les stations classiques.

Il convient de signaler cependant qu'à égalité de coût d'investissement, le lagunage naturel reste économiquement préférable en raison du coût d'exploitation et de l'absence de dépenses d'énergie.

L'aspect économique n'est cependant pas le seul avantage du lagunage. 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.

## CHAPITRE V : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

### V.1) Introduction

Pour choisir un bon site d'implantation de la station d'épuration et un meilleur procédé de dépollution des eaux usées il faut savoir d'une part les caractéristiques générales de la région d'étude ainsi que les facteurs qui auront une influence directe ou indirecte sur la conception du notre projet, et d'autre part, la qualité des eaux usées à traiter.

### V.2) Caractéristiques générales de la région

#### V.2.1) Situation géographique

Oumache est une ville qui se trouve au sud de la wilaya de Biskra. Elle a été fondée en 1957. Sa superficie s'étend sur 816,80 km<sup>2</sup> qui représente 3,79% de la superficie de la wilaya ; elle représente la septième grande commune de Biskra.

Elle se trouve à environ 18 Km de son chef lieu de daïra Ourellal. Elle est traversée par la RN 03

Elle est considérée comme une région de transition grâce à la RN03 et au chemin de fer reliant Constantine à Tougourt et c'est la porte du Sahara à travers la route d'Oued Righ. Elle est limitée administrativement par les communes :

- ❖ Au NORD: par les communes d'el HADJEB, et BISKRA.
- ❖ Au SUD: par les communes de el hamraya et la commune Still (wilaya El oued).
- ❖ A L'EST: par les communes de SIDI OKBA et EL HAOUCH.
- ❖ A L'OUEST: par la commune de M'illi.

La figure ci-dessous montre la localisation géographique de la ville d'étude.



Monographie de la wilaya de BISKRA2010

**Figure V.1 :** Carte N°1 Limite administrative de la zone d'OUMACHE (W.BISKRA)

### V.2.2) Situation hydrographique et géologique

#### V.2.2.1) Réseau hydrographique

La commune d'Oumache se situe dans la zone des steppes sahariennes qui se caractérise par la planéité et exactement au sein des oasis des zibanes au sud de la chaîne des Aurès.

Au nord, on trouve des reliefs de hauteur qui varie entre 50 et 70m comme la route qui lie Oumache à Mlili (62m).

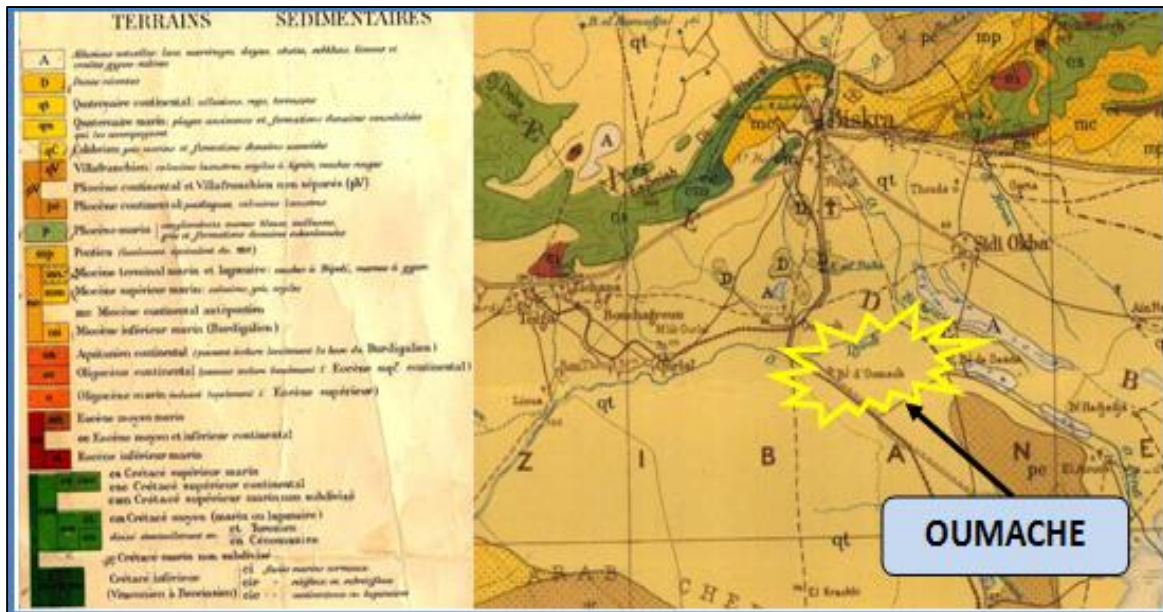
Au sud, les reliefs sont plats, ne dépassant pas 50m d'hauteur. Ces deux cotés contiennent un réseau hydrographique constitué de ruisseaux à écoulement temporaire qui se déversent principalement dans Oued Djeddi et aussi dans Oued Biskra à l'est d'Oumache.

En général, la région d'Oumache se caractérise par une importante pente dans le sens nord-est et sud-ouest, qui varie entre (0-5%) ce qui favorise l'urbanisation.

Cependant, une grande partie de la région est plane ce qui rend le raccordement des réseaux d'eau potable et d'assainissement difficile et aussi expose la région aux inondations surtout que Oued Djeddi est connu par son activité comme un bassin de groupage dans l'Atlas Saharien.

### V.2.2.2) Aperçu géologique

Le relief de plaines est un immense dépôt de formations quaternaires composées d'alluvions sablonneuses et argileuses. Les zones de plateaux et de steppes sont quant à elles des formations éo-pliocènes avec des poudingues, grès, argiles sableuses. Et au nord, on trouve des formations de crétacé moyen surtout au niveau de Djbel Boughzal, en plus des plateaux sableux sous forme de collines dans le côté nord-est d'Oumache.



Monographie de la wilaya de BISKRA 2010

**Figure V.2 :** Carte Géologique de la wilaya de Biskra

### V.2.2.3) Sismicité

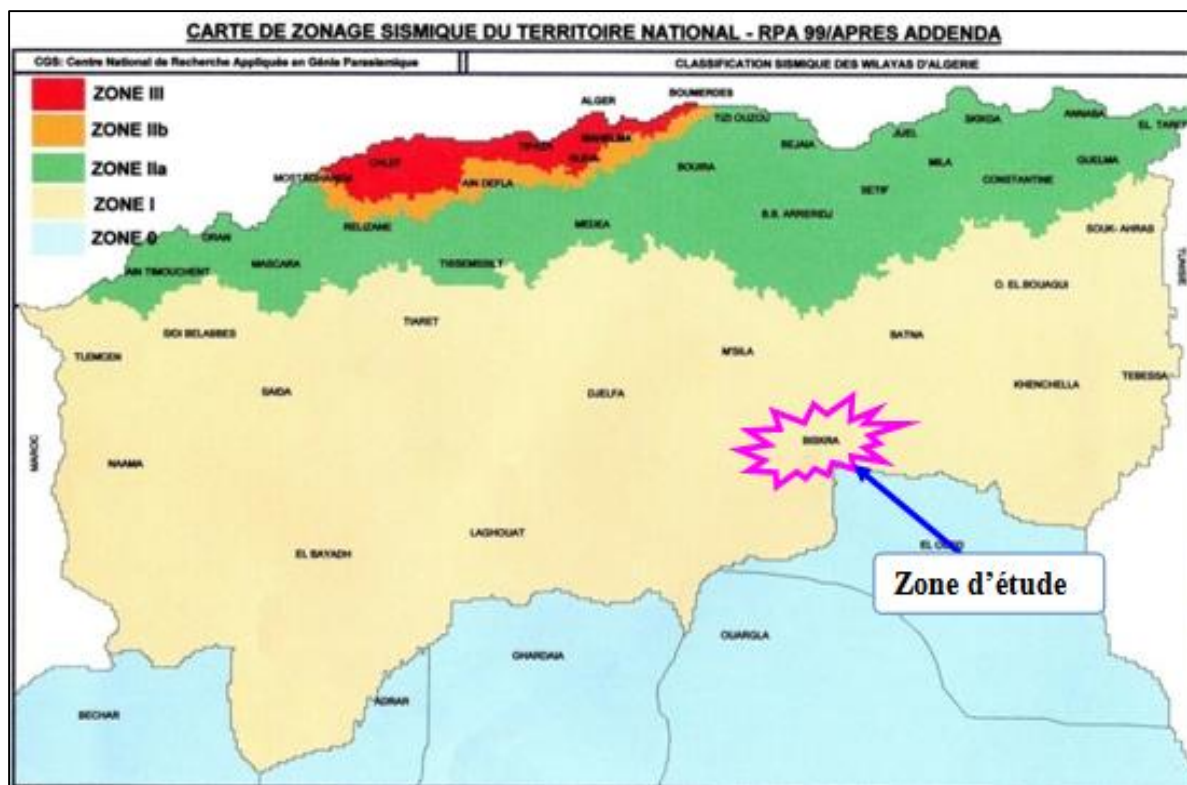
Un zoning sismique actualisé a été établi par le Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 2003) suite au séisme du 21 Mai 2003 qui a touché la région de Boumerdes et ses environs.

Le territoire national a été subdivisé en cinq zones de sismicité croissante (Voir carte de zoning sismique ci-après), soit :

- Zone 0 : Sismicité négligeable.
- Zone I : Sismicité faible.
- Zone IIa et IIb : Sismicité moyenne.
- Zone III : Sismicité élevée.

## CHAPITRE V : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Dans cette nouvelle classification, notre zone d'étude est située dans la **zone sismique I**, cette partie est caractérisée par des terrains à faible sismicité.



Monographie de la wilaya de BISKRA2010

**Figure V.3 :** Carte de zonage sismique du territoire nationale

### V.2.3) Situation climatique

Le climat de la wilaya de Biskra est de type Semi - désertique à désertique avec des étés très chauds et secs et des hivers froids et secs.

Pour l'analyse des paramètres climatiques de la zone d'étude, nous avons utilisé les données de la station météorologique de Biskra dont les caractéristiques sont portées dans le tableau suivant :

**Tableau V.1 :** Caractéristiques de la station de Biskra

| Station | Altitude | Longitude | Latitude |
|---------|----------|-----------|----------|
| Biskra  | 82 m     | 5° 44'E   | 34°48'   |

#### V.2.3.1) Température

La température est un élément très important dans le bon fonctionnement d'un système d'épuration biologique notamment le lagunage aéré et naturel.

## CHAPITRE V : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Le tableau ci-dessous illustre les différentes températures moyennes mensuelles et annuelles en (°C) pour la période (1994-2010).

**Tableau V.2:** Températures moyennes mensuelles en (°C) période 1994-2010

| Mois         | Jan   | Fév   | Mar   | Avr   | Mai   | Jui   | Juill | Août  | Sep   | Oct   | Nov   | Dec   | M.A   |
|--------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Tmoy en (°C) | 11,80 | 12,99 | 17,45 | 20,11 | 26,37 | 31,76 | 35,29 | 34,40 | 27,94 | 23,01 | 16,51 | 12,73 | 22,52 |

Source : ONM et monographie de la wilaya de Biskra 2010

La moyenne annuelle des températures se situe autour de 22.52°C. La température moyenne mensuelle atteint 11,80°C en Janvier (mois le plus froid), et 35,29°C en juillet (mois le plus chaud). La température semble être le paramètre le plus important pour le bon fonctionnement de la lagune puisqu'elle affecte la production d'oxygène par photosynthèse. L'optimum de production d'oxygène se situe vers 20°C. Le lagunage ne peut fonctionner normalement qu'entre 5°C et 35°C. Il convient alors de noter que la température de l'eau influe particulièrement sur la sélection des espèces biologiques. [10]

### V.2.3.2) Précipitations

La moyenne des précipitations mensuelles et annuelles de la région d'étude atteint les 130 mm, les pluies sont généralement des pluies irrégulières.

**Tableau V.3 :** Moyennes mensuelles et annuelle des Précipitations période : 1994-2010

| Mois                | Jan   | Fev   | Mar  | Avr   | Mai   | Juin | Juill | Août | Sep   | Oct  | Nov  | Dec   | M.A    |
|---------------------|-------|-------|------|-------|-------|------|-------|------|-------|------|------|-------|--------|
| Précipitations (mm) | 33,97 | 10,96 | 8,32 | 14,55 | 13,42 | 1,95 | 2,16  | 0,88 | 32,66 | 7,78 | 8,38 | 13,71 | 148,75 |

Source : ONM et monographie de la wilaya de Biskra 2010

Le trait dominant du climat local réside dans le faible volume de précipitations annuelles au niveau de la région d'étude.

La station météorologique de Biskra enregistre une moyenne annuelle de **148,75 mm**, la précipitation de la région d'étude qui est caractérisée par une précipitation moyenne

D'après ce tableau, on remarque que la valeur maximale des précipitations est enregistrée au mois de janvier (**33,97 mm**), tandis que le minimum est atteint au mois d'août (**0,88 mm**).

### V.2.3.3) Vent

Les vitesses moyennes mensuelles du vent sont généralement modérées. Elles varient entre 3,51 à 5,38 m/s. Les vitesses des vents sont relativement élevées dans la région de Tolga durant toute l'année.

Le tableau ci-dessous illustre les vitesses moyennes mensuelles des vents en m/s pour la période (1994-2010) :

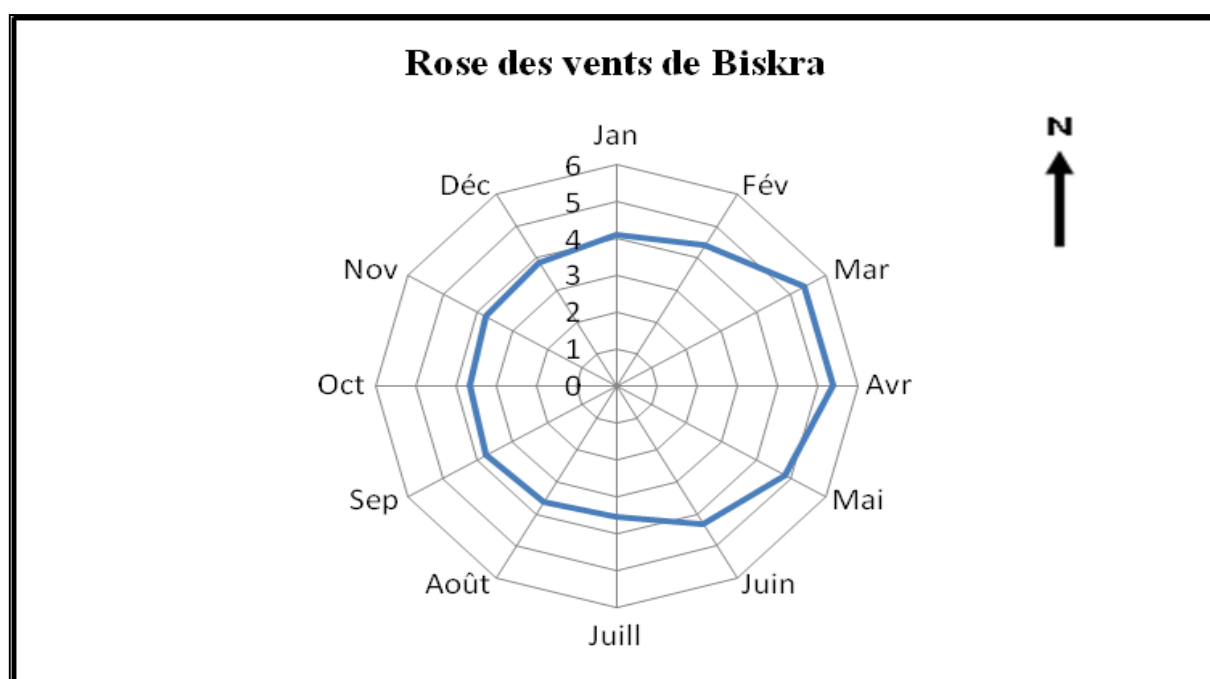
**Tableau V.4 :** Les vents moyens mensuels et annuels période (1994-2010)

| Mois    | Jan  | Fév  | Mar  | Avr  | Mai  | Juin | Juill | Août | Sep  | Oct  | Nov  | Déc  | M.A  |
|---------|------|------|------|------|------|------|-------|------|------|------|------|------|------|
| V (m/s) | 4,12 | 4,42 | 5,38 | 5,32 | 4,87 | 4,36 | 3,51  | 3,61 | 3,70 | 3,64 | 3,75 | 3,81 | 4,20 |

Source : ONM et monographie de la wilaya de Biskra 2010

Au pied de l'Atlas saharien, les vents d'hiver dominants sont de Nord-Est à Nord-Ouest en passant par le Nord, en été ils sont de Sud à Sud-Ouest.

Le vent favorise l'oxygénation et la répartition de la température des eaux dans les bassins de lagunage. Il permet également le renouvellement de la pellicule d'air située immédiatement au dessus de la surface d'eau évaporante et collabore aux échanges d'azote sous forme de  $N_2$  ou de  $NH_3$ . [10]



ONM et Monographie de la wilaya de BISKRA2010

**Figures V.4 :** Rose des vents

### V.2.3.4) Evaporation

Dans notre aire d'étude, elle est très importante, elle augmente la charge polluante et le temps de séjour dans les bassins par diminution du débit à traiter, donc elle peut être néfaste.

**Tableau V.5 :** Evaporation mensuelle et annuelle moyenne (période : 1994 – 2010)

| Mois             | Jan    | Fev    | Mar    | Avr    | Mai    | Juin   | Juill | Août   | Sep    | Oct    | Nov    | Dec   | M.A     |
|------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|--------|--------|--------|--------|-------|---------|
| <b>Evap (mm)</b> | 113,31 | 129,06 | 184,12 | 233,37 | 311,25 | 357,25 | 407,5 | 382,43 | 272,12 | 191,37 | 135,62 | 90,75 | 2808,18 |

Source : ONM

Le tableau ci-dessus fait ressortir que l'évaporation est importante en été vu les grandes chaleurs au sud. Elle atteint son maximum au mois de juillet avec une valeur de **407,5 mm** et son minimum au mois de décembre avec une valeur de **90,75 mm**. La moyenne annuelle de l'évaporation est de **2808,18 mm**.

### V.2.3.5) Ensoleillement

Ce facteur est primordial pour le bon fonctionnement d'un système d'épuration en l'occurrence le lagunage naturel et ce pour la production de l'oxygène par les algues nécessaire au développement d'une masse bactérienne responsable de la dégradation de la pollution organique dans les bassins.

**Tableau V.6 :** Ensoleillement mensuel et annuel moyen (période : 1994 – 2010)

| Mois              | Jan    | Fev    | Mar    | Avr    | Mai   | Juin  | Juill | Août  | Sep    | Oct    | Nov    | Dec    | M.A    |
|-------------------|--------|--------|--------|--------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|
| <b>En sol (h)</b> | 227,12 | 234,56 | 278,25 | 288,81 | 323,9 | 338,4 | 354,9 | 329,4 | 267,18 | 261,25 | 226,75 | 216,62 | 3347,1 |

Source: ONM

La valeur moyenne mensuelle maximale de l'ensoleillement à été enregistré au mois de juillet, elle est de l'ordre de 354 Heures ; tandis que La valeur moyenne mensuelle minimale de l'ensoleillement à été enregistré au mois de décembre, elle est de l'ordre de 216 Heures.

### V.2.3.6) Etude climatique de la région

A travers les deux facteurs importants du climat, la température et la pluviométrie, trois paramètres peuvent être déterminés :

L'Indice d'aridité ;

- Le Diagramme Ombrothermique ;
- Le Climagramme d'EMBERGER.

### a) Indice d'aridité de DEMARTON

Il est défini par la formule suivante :

$$I = 12 P / (T + 10)$$

Avec :

**P** : Pluviométrie moyenne mensuelle

**T** : Température moyenne mensuelle

**I** : Indice d'aridité

**Tableau V.7** : Indice d'aridité

| Mois          | Jan   | Fev  | Mar  | Avr  | Mai  | Juin | Juill | Août | Sep   | Oct  | Nov  | Dec  |
|---------------|-------|------|------|------|------|------|-------|------|-------|------|------|------|
| <b>I (°C)</b> | 18,70 | 5,72 | 3,64 | 5,80 | 4,43 | 0,56 | 0,57  | 0,24 | 10,33 | 2,83 | 3,79 | 7,24 |

Monographie de la wilaya de BISKRA2010

Le tableau ci-dessus met en évidence deux catégories :

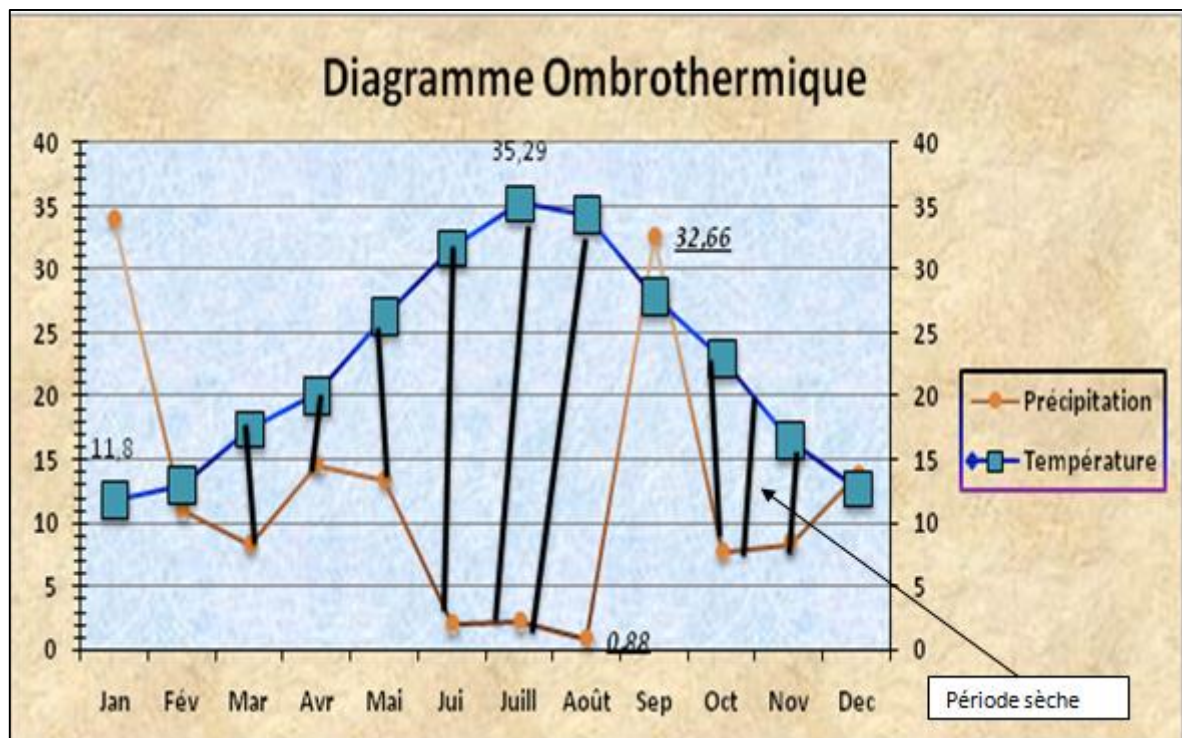
- Une saison humide et courte s'étale du mois décembre, janvier et septembre dont l'indice d'aridité atteint le maximum (18,70°C) au mois de janvier ;
- Une saison sèche et longue s'étalant de février à novembre dont la valeur minimale est celle du mois d'Août (0,24°C) ;

### b) Diagramme Ombrothermique

En appliquant la formule  $P = 2T$ , le diagramme permet de déterminer la période sèche, où le mois sec est celui où le total moyen des précipitations est inférieur ou égal au double de la température moyenne mensuelle exprimée en degrés centigrades.

Quand la courbe de température est au-dessus de celle des précipitations, la zone délimitée représente la zone sèche.

Établi pour la station de Biskra, il ressort une période sèche qui débute de mois de Février jusqu'au mois de Novembre.



Monographie de la wilaya de BISKRA 2010

Figures V.5: Diagramme Ombrothermique

### c) Climagramme d'EMBERGER

Son calcul se base essentiellement sur les températures et les précipitations. Ce quotient n'est applicable qu'aux climats de type méditerranéen. Mis au point par EMBERGER (1930), il s'exprime par la formule :

$$Q_2 = 2000 P / (M^2 - m^2)$$

Avec :

**P** : pluviométrie moyenne annuelle (mm). «148 ,75 mm »

**M** : Température moyenne des maxima du mois le plus chaud (°K). « 35,29 °C»

**m** : Température moyenne des minima du mois le plus froid (°K). «11 ,80°C»

En utilisant les deux valeurs  $Q_2$  et  $m$ , EMBERGER a défini les étages bioclimatiques qui sont reconnus par référence à un Climagramme comportant un réseau de lignes séparatrices dans un espace orthonormé portant en ordonnées  $Q_2$  et en abscisse les valeurs minimale de température  $m(^{\circ}C)$ .

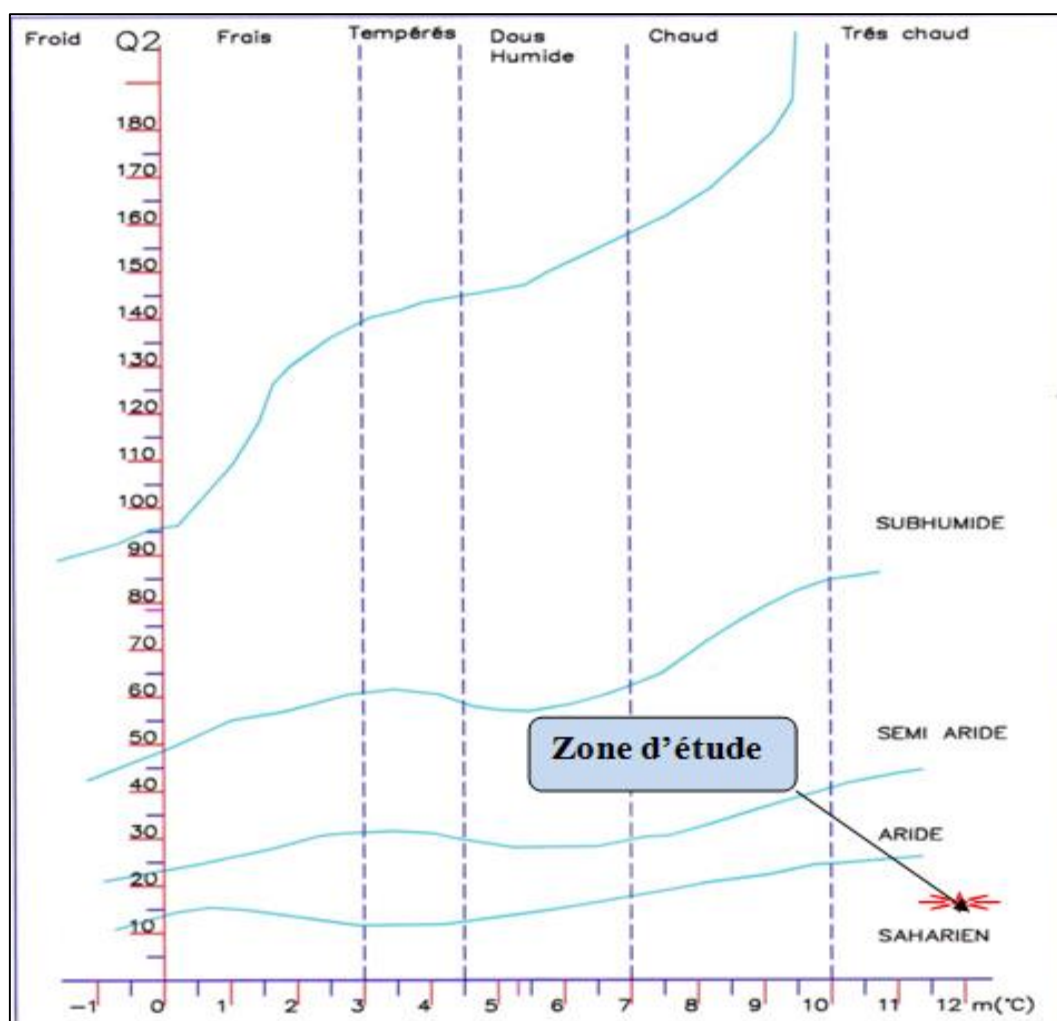
Le calcul du quotient pluviométrique donne les valeurs suivantes :

**Tableau V.8:** Quotient pluviométrique

| Précipitations (mm) | m (°K) | M (°K) | Q <sub>2</sub> | Étage bioclimatique |
|---------------------|--------|--------|----------------|---------------------|
| 148,75              | 284,8  | 308,29 | 18 ,78         | Saharien            |

Monographie de la wilaya de BISKRA2010

On constate que la région se caractérise par un climat saharien frais.



Monographie de la wilaya de BISKRA2010

**Figure V.6:** Le Climagramme

### V.2.4) Situation démographique

La population du chef lieu de la commune d'**OUMACHE** selon le recensement général de la population de l'année 2008, compte **7066** habitants. Le taux d'accroissement moyen annuel enregistré entre 1998 et 2008 est de 2,3%.

## CHAPITRE V : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

D'après les résultats de La Direction de Planification et de l'Aménagement du Territoire (DPAT) des années 1966, 1977, 1987 et 1998, et 2008 l'évolution de la population a enregistré des taux d'accroissement de tendance irrégulière. En effet, il a été enregistré des taux de 3,8 %, 6,88%, 2,9 % et 2,3% respectivement pendant les périodes 66-77, 77-87, 87-98 et 98-2008.

On évalue la population future de la ville d'OUMACHE à l'horizon 2035 par l'application de l'expression suivante :

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

Avec :

**P** : Population projetée

**P<sub>0</sub>** : Population à l'année de référence

**X** : Taux de croissance

**n** : Nombre d'années compris dans l'intervalle de temps considéré

On fixe ce taux d'accroissement égal (**X= 2,3%**) pour différents horizons d'études (**X= 2,3%** taux d'accroissement de la wilaya).

**P<sub>0</sub> =7066** à la base des résultats RGPH 2008.

Les valeurs de la population ainsi calculées sont consignées dans le tableau ci-après :

**Tableau V.9:** Évolution de la population future de la commune d'OUMACHE

|             | <b>X</b> | <b>1+X</b> | <b>n</b> | <b>(1+x) <sup>n</sup></b> | <b>Population</b> |
|-------------|----------|------------|----------|---------------------------|-------------------|
| <b>2008</b> |          |            |          |                           | <b>7066</b>       |
| <b>2035</b> | 0,023    | 1,023      | 27       | 1,848                     | <b>8678</b>       |

**P<sub>0</sub> =7066** à la base des résultats RGPH 2008

**Tableau V.10 :** Évolution de la population au cours de l'année

| <b>Année</b> | <b>Population</b> |
|--------------|-------------------|
| <b>2008</b>  | <b>7066</b>       |
| <b>2035</b>  | <b>8678</b>       |

### V.2.5) Ressources en eau et évaluation des besoins en eau

#### V.2.5.1) Ressources en eau

Le secteur hydraulique représente une grande importance dans le domaine du développement et joue un rôle stratégique dans la politique générale de l'État.

Les quantités d'eau consacrées au niveau de la wilaya sont de 820 millions mètre cube (m<sup>3</sup>), dont 22 millions mètre cube (m<sup>3</sup>) eaux de surface, soit 2,68% et 780 millions mètre cube (m<sup>3</sup>), d'eaux souterraines soit un taux de 97, 32%.

## CHAPITRE V : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Les puits, les sources et les réservoirs à travers la commune sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau V.11 : Les puits, les sources et les réservoirs**

| Commune        | Sources | Les réservoirs |               | Puits dans le secteur public |                 |             |
|----------------|---------|----------------|---------------|------------------------------|-----------------|-------------|
|                | Nombre  | Nombre         | Capacité (m3) | Nombre                       | Profondeur (ml) | Débit (l/s) |
| <b>OUMACHE</b> | 0       | 02             | 600           | 18                           | 8707            | 635         |

Source : monographie de la wilaya de Biskra 2010

Le tableau suivant illustre le pourcentage des logements habités rattachés au réseau de distribution d'eau potable et au réseau d'égout pour la commune d'**OUMACHE**.

**Tableau V.12:** Répartition des logements habités selon le mode d'approvisionnement en eau potable et réseau d'égout

| Commune        | Réseau eau potable |                          | Réseau d'égout                  |                          |
|----------------|--------------------|--------------------------|---------------------------------|--------------------------|
|                | Linéaire ml        | Taux de raccordement (%) | Linéaire (ml) (Réseau unitaire) | Taux de raccordement (%) |
| <b>OUMACHE</b> | 39069              | 70                       | 22804                           | 87                       |

Source : monographie de la wilaya de Biskra 2010

### V.2.5.2) Evaluation des besoins en eau

Cette évaluation est faite notamment sur la base des données de la consommation en eau, des taux de raccordement et de rejet.

La dotation pour l'estimation des besoins futurs de la population est donnée par le service AEP de Biskra ; elle est de **180 l/hab/j**.

**Tableau V.13 : Besoins en eau de la population à l'horizon 2035**

| Horizon | Population (hab) | Dotation (l/hab/j) | Consommation total en eau potable (m3/ j) |
|---------|------------------|--------------------|-------------------------------------------|
| 2035    | 8678             | 180                | 1562,04                                   |

Monographie de la wilaya de BISKRA2010

### V.2.5.3) État du réseau d'assainissement

#### ➤ Présentation du réseau

La ville d'OUMACHE possède un réseau d'assainissement de type unitaire où 87 % de la population actuelle est raccordée au réseau d'évacuation. Les eaux usées sont évacuées par le biais de deux stations de relevage, une principale et l'autre secondaire.

Les eaux usées du côté nord de la ville (cité eloutya et frères yakoub) se déversent directement dans la station de relevage secondaire situé à la cité eloutya.

Ces eaux sont ensuite pompées à travers un regard en amiante ciment de diamètre Ø 200 vers un collecteur de Ø 300 où elles suivent leurs parcours gravitairement jusqu'à la station de relevage principale.

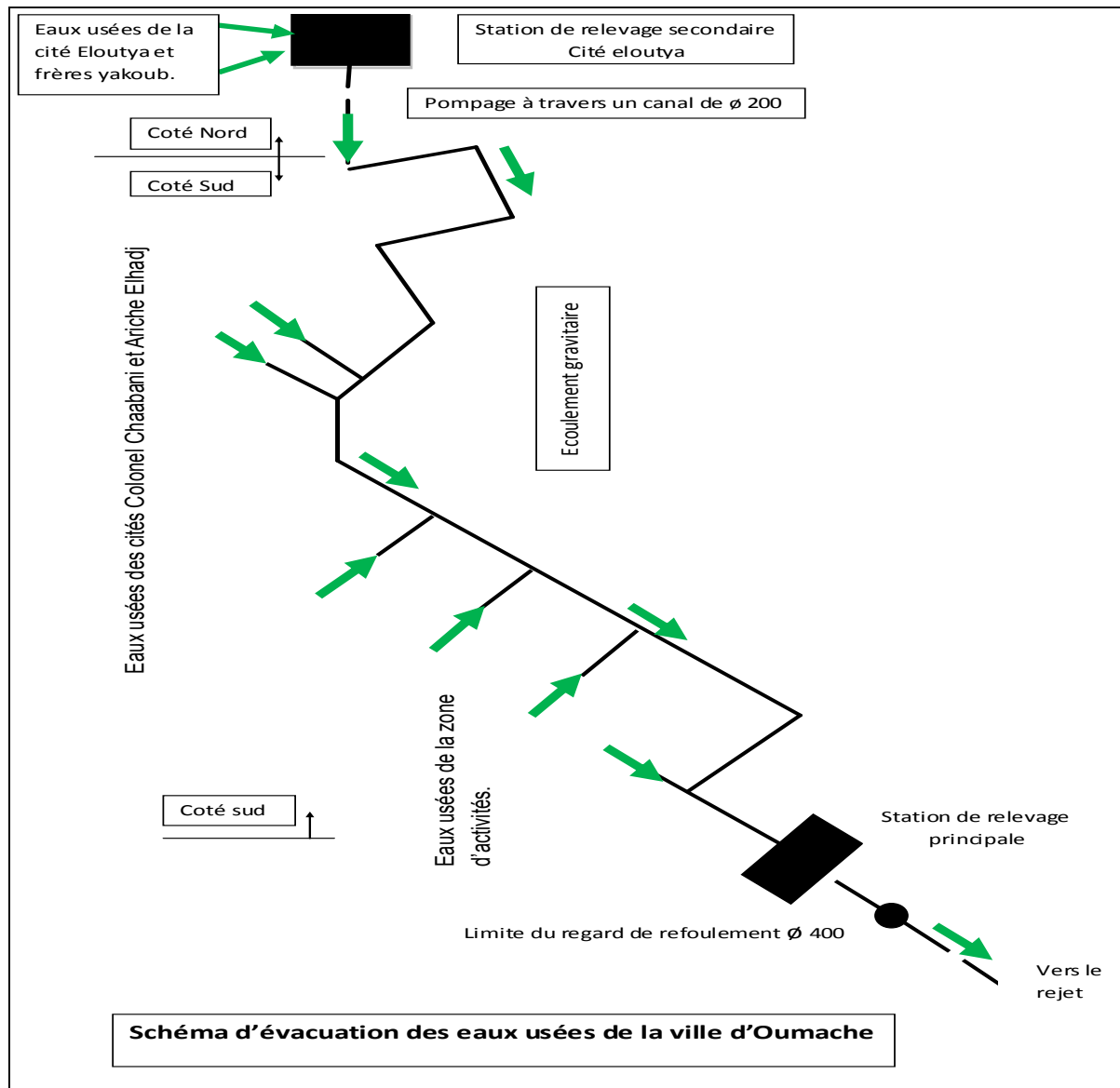
Quant au côté sud, les eaux sont acheminées gravitairement vers la station de relevage principale où ils seront pompées à travers un regard de Ø 400 jusqu'à une distance de 1KM, puis elles rejoindront le milieu récepteur qui est Oued Djeddi (voir le schéma ci-joint).



Monographie de la wilaya de BISKRA2010

**Figure V.7 :** Station principale de relevage de la zone Oumache

Le réseau a un seul rejet qui se déverse dans l'oued DJEDDI, le matériau utilisé pour la canalisation est en Béton Armé.



Monographie de la wilaya de BISKRA2010

**Figure V.8 :** Schéma d'évacuation des eaux usées de la ville d'Oumache

### ➤ Problèmes rencontrés par l'exploitant

Il est à noter que le réseau d'assainissement du chef lieu d'Oumache compte plusieurs problèmes dont :

- Les petits diamètres des canaux (200 et 250mm).
- Erosion et décomposition des canaux, ce qui engendre leurs bouchage.
- Faible pente des terrains causée par leur planéité et aussi la faible profondeur des bassins de stations de relevage (3m).

## V.2.5.4) Estimation des débits des eaux usées

- Pour l'estimation du débit des eaux usées urbaines , il faut prendre en considération le taux de raccordement qui représente le pourcentage des eaux usées raccordées au réseau d'assainissement d'une part et le taux de rejet des eaux de consommation (eaux domestiques) d'autre part qui est de 80%.

Pour l'estimation du débit des équipements, on prend 10 % du débit des eaux usées urbaines. En effet, le débit des équipements est difficilement estimable en l'absence d'enquête spécifique.

Le débit des équipements varie entre 10-20 %, on admet un pourcentage de 10% et 100% pour le taux de raccordement des eaux usées à l'horizon considéré.

**Tableau V.14** : Estimation des débits des eaux usées urbaines de la ville d'OUMACHE.

| Année | Population (Hab) | Taux de raccordement | Population raccordée (hab) | Dotation l/hab/j | Rejet spec (l/hab/j) | Débit E U(m3/j) |
|-------|------------------|----------------------|----------------------------|------------------|----------------------|-----------------|
| 2035  | 8678             | 1                    | 8678                       | 180              | 144                  | 1249,632        |

Monographie de la wilaya de BISKRA2010

**Tableau V.15** : Estimation des débits des équipements de la ville d'OUMACHE.

| Année | Population (Hab) | Débit EU (m³/j) | Débit équipement (m³/j) |
|-------|------------------|-----------------|-------------------------|
| 2035  | 8678             | 1249,632        | 124,96                  |

Le débit total des eaux usées de la ville d'OUMACHE est donné par la formule suivante

$$Q_{\text{Total}} = Q_{\text{EU}} + Q_{\text{équi}}$$

**-Le débit de pointe en temps sec** est calculé par la formule suivante :

$$Q_{\text{pTs}} = C_p \times Q_{\text{Total}}$$

**-Le débit de pointe en temps de pluie** est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{pp}} = 3 \times Q_{\text{Ts}}$$

Avec :  $C_p$  : coefficient de pointe=  $1,5 + (2,5 / \sqrt{Q_T})$   $Q_T$  en l/s

**Tableau V.16 :** Estimation des débits journaliers et les débits de pointe totaux de la ville d'OUMACHE.

| Année | Population (Hab) | Débit total (m3/j) | Cp    | Débit de Pointe (temps sec)<br>Q <sub>pTs</sub> (m3/h) | Débit de Pointe en temps de pluie<br>Q <sub>pp</sub> (m3/h) |
|-------|------------------|--------------------|-------|--------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------|
| 2035  | 8678             | 1374,60            | 1.626 | 93.129                                                 | 279.387                                                     |

## V.2.5.5) Détermination du nombre d'équivalents - habitants (E.H)

Sur la base des résultats obtenus des débits des eaux usées, la capacité en équivalent habitant de la future station d'épuration sera comme suit :

$$EH = \frac{\text{Charge de la station d'épuration}}{\text{Rejet spécifique}}$$

Avec :

-Charge de la station : débit de rejet des eaux usées entrant dans la station d'épuration.

-Rejet spécifique : 80% de la dotation journalière.

**Tableau V.17 :** Estimation des débits totaux avec majoration

| Année | Débit E, U (m3/j) | Rejet Spécifique (l/hab/j) | Équivalent Habitants (E.H) |
|-------|-------------------|----------------------------|----------------------------|
| 2035  | 1374,60           | 144                        | 9546                       |

## V.2.6) Équipements

D'une manière générale, tout équipement social réalisé, est destiné à répondre à une utilisation particulière et à remplir une fonction donnée

Aussi et c'est reconnu, l'activité humaine engendre des besoins complémentaires, demandant des inhalations adéquates, ces besoins sont principalement ceux d'habitat, d'éducation, de santé, de culture, de pratique sportive et de distributions des produits de consommation.

## CHAPITRE V : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

La présentation de ces différentes fonctions d'équipements existants permettra de connaître les potentialités et les contraintes et également d'évaluer éventuellement les déficits constatés dans chaque domaine afin de les lever, il s'agira alors d'établir un programme des futurs besoins en prévenant en compte l'accroissement de la population.

### V.2.7) Activités socio-économique

Les activités productrices de bien et de service constituent le vecteur essentiel du développement futur d'un espace donné.

#### V.2.7.1) Activités agricoles

Le secteur agricole dans la commune d'OUMACHE en tant qu'activité économique revêt une signification importante en ce sens que c'est quasiment l'unique source de revenu pour ses habitants.

A la lumière des statistiques fournies Selon la direction de l'agriculture, la commune d'OUMACHE occupe une superficie agricole utile (S.A.U) de **4453 ha**.  
Le tableau suivant nous donne la répartition générale des terres :

**Tableau V.18:** Répartition générale des terres

|                 | Forêts | Superficie agricole totale | Superficie agricole utile S.A.U (Ha) | Superficie irrigable (Ha) | Superficie irriguées (Ha) |
|-----------------|--------|----------------------------|--------------------------------------|---------------------------|---------------------------|
| Superficie (ha) | 0      | 78310                      | 4453                                 | 3900                      | 2736,30                   |

Source : Direction de l'agriculture de Biskra monographie de la wilaya de Biskra 2010

D'après le tableau ci-dessus, on remarque que la surface agricole utile (S.A.U) est de **4453** hectares soit **5.68%** de la surface agricole totale.

La surface des forêts occupe **0 ha**.

Les terres irriguées occupent une superficie de **2736,30ha**.

Le tableau suivant nous donne la répartition détaillée des cultures selon la superficie irriguée.

**Tableau V.19:** Occupation des sols des différentes productions de la ville

| Maraîchages (Ha) | Agrumes (Ha) | Fourrage (Ha) | Cultures industrielles (Ha) | Palmier (Ha) | Olivier (Ha) | Agrumes (Ha) | Noyaux et pépins (Ha) | Vignes (Ha) | Autres (Ha) | Total (Ha) |
|------------------|--------------|---------------|-----------------------------|--------------|--------------|--------------|-----------------------|-------------|-------------|------------|
| 254,75           | 170          | 153           | 000                         | 1882,7       | 226,6        | 00           | 48,20                 | 01          | 000         | 2736,3     |

Source : Direction de l'agriculture de Biskra

## CHAPITRE V : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

D'après les données citées ci-dessus, on remarque que les PALMIERS occupent la plus grande superficie avec 1882, 75 Ha.

### V.2.7.2) Production animale

L'élevage est devenu au fil des années une activité d'appoint de l'agriculture, les ovins et les caprins prédominent sur l'ensemble des autres types.

**Tableau V.20 : Répartition animale**

| Commune | Ovins | caprins | Vaches | Chameaux | chevaux |
|---------|-------|---------|--------|----------|---------|
| OUMACHE | 12412 | 1481    | 72     | 361      | 04      |

Source : monographie de la wilaya de Biskra 2010

### V.2.7.3) Activités industrielles

L'activité industrielle n'est pas développée dans la commune d'OUMACHE, on trouve une unité de production d'aliments pour bétails qui appartient au secteur public et une autre unité privée qui s'occupe des produits agro-alimentaires (Grands Moulins de Sud).

### V.2.8) Localisation et caractéristique du site d'implantation de la STEP

Le site préconisé pour l'implantation de la future STEP OUMACHE se trouve en aval de toutes les zones urbanisées et à proximité d'Oued Djeddi.

Le choix du site d'implantation est bon parce qu'il répond aux conditions suivantes :

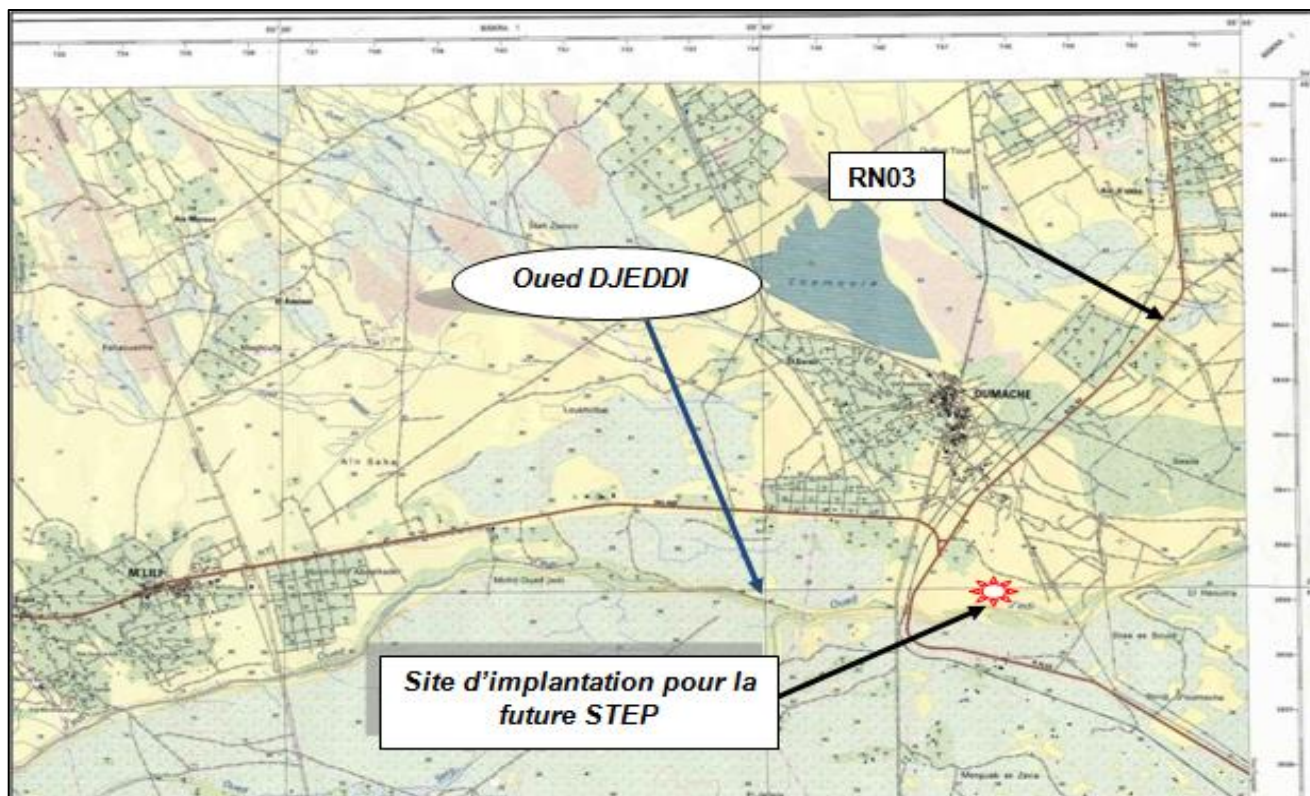
- Le site est plus loin d'une zone urbaine, une zone industrielle et un environnement touristique ;
- L'existence des réseaux électrique, lignes téléphoniques, gaz ;
- L'existence d'un réseau d'assainissement de type unitaire ;
- Disponibilité du terrain
- Les pentes suffisantes pour assurer un écoulement par gravité, (le niveau de la région sélectionnée au-dessus du niveau de site du projet) ;
- L'activité sismique de notre zone d'étude est située dans la **zone sismique I**, cette partie est caractérisée par des terrains à faible sismicité;

Les coordonnées sont :

**X = 748-748,250 m**

**Y = 3839,125-3839,250 m**

**Z = 42 m**



**Figure V.9:** Le site d'implantation de la future STEP de la zone d'OUACHE (W.BISKRA)



Monographie de la wilaya de BISKRA2010

**Figure V.10 :** Photos du site de la future STEP d'Oumache

### V.3) Nature des eaux à traiter

L'évaluation qualitative de la pollution arrivant en tête d'une station dépend essentiellement de deux facteurs très importants :

- Les prélèvements et la conservation de l'échantillon ;
- Les analyses.

#### V.3.1) Prélèvement et échantillonnage

L'échantillon prélevé doit être conservé dans de bonnes conditions, à défaut ses caractéristiques subiront une transformation entre le moment de prélèvement et celui de l'analyse, ce qui fausse les résultats d'analyse. A cet effet, Le prélèvement a été effectué sans former de bulles d'air et le flacon fermé (flacon à bouchon rodé) sans emprisonner d'air à l'intérieur.

On a un seul point de prélèvement qui est le rejet situé au sud de la ville et qui rejoint le milieu récepteur (Oued Djeddi). On a effectué deux prélèvements pendant deux jours en été .



Monographie de la wilaya de BISKRA2010

**Figure V.11 :** Photos de rejet dans le milieu récepteur Oued DJEDDI

**Tableau V.21:**Résultats d'analyses enregistrés pour les rejets

| Commune<br>D'OUMACHE     | Unité              | Résultats                |                          | Moyenne | Valeurs<br>limites |
|--------------------------|--------------------|--------------------------|--------------------------|---------|--------------------|
|                          |                    | 1 <sup>ère</sup> journée | 2 <sup>ème</sup> journée |         |                    |
| Paramètres<br>analysés   |                    | Moyenne 1                | Moyenne 2                |         |                    |
| O <sub>2</sub> dissous   | mg/l               | 0,505                    | 0,305                    | 0,405   | /                  |
| Température de l'eau     | °C                 | 19                       | 19                       | 19      | 30                 |
| pH                       | /                  | 7,705                    | 7,8                      | 7,75    | 6,5 à 8,5          |
| Turbidité                | (N.T.              | 173,5                    | 974                      | 573,75  | -                  |
| Conductivité             | µS/cm              | 4680,5                   | 4645                     | 4662,75 | -                  |
| M.E.S                    | mg/l               | 161                      | 184                      | 172,5   | 35                 |
| DCO                      | mgO <sub>2</sub> / | 195                      | 170                      | 182,5   | 120                |
| DBO5 non filtrée         | mgO <sub>2</sub> / | 160                      | 135                      | 147,5   | 40                 |
|                          | l                  |                          |                          |         |                    |
| Nitrate                  | mg/l               | 0,8165                   | 0,5715                   | 0,694   | -                  |
| Nitrite                  | mg/l               | 0,265                    | 0,69                     | 0,47    | -                  |
| Phosphore total          | mg/l               | 16,3                     | 15,3                     | 15,8    | 10                 |
| Ammonium NH <sub>4</sub> | mg/l               | 113,05                   | 100,4                    | 106,72  | -                  |
| Azote total              | mg/l               | 138,5                    | 110                      | 124,25  | 30                 |
| Azote kjeldahl           | mg/l               | 122,5                    | 103                      | 112,75  | -                  |

Monographie de la wilaya de BISKRA2010

### V.3.2) Interprétation des résultats

Après les analyses physico-chimiques enregistrées les valeurs suivant :

#### ⇒ pH

Les valeurs du pH mesurées sont comprises entre **7,69** et **7,81** avec une moyenne de **7,75**, Ces valeurs s'inscrivent dans la fourchette des valeurs généralement observées pour les eaux usées urbaines à caractère ménager (**6,5 –8,5**). Ce qui montre la neutralité des eaux de rejet.

On peut constater que ces valeurs sont situées dans la bonne gamme d'activité microbienne, qui favorise le traitement biologique.

#### ⇒ Température

L'activité biologique augmente régulièrement avec la température, ce qui influe sur le rendement d'épuration.

La valeur de la température mesurée est de **19 °C**. Cette valeur est au dessous de la température limite qui est **30° C** donc elle est conforme aux caractéristiques d'une eau usée urbaine et favorise la croissance des micro-organismes et permet ainsi un bon rendement d'épuration.

#### ⇒ Conductivité

La mesure de la conductivité permet d'évaluer rapidement la salinité totale de l'eau de rejet, une conductivité électrique de l'eau supérieure à **1500 µS/cm**, entraîne une minéralisation excessive. Dans notre cas les valeurs mesurées sont comprises entre **4630 µS/cm** et **4690 µS/cm**, Avec une moyenne de **4662,75 µS/cm**.

#### ⇒ Matières en suspension (MES)

Les résultats d'analyses obtenues montrent que les teneurs en MES à **105°C** sont élevées avec une moyenne de **172,5 mg/l**, cette valeur confirme que les rejets sont très chargés en matières solides.

#### ⇒ Turbidité

Les résultats d'analyses indiquent que la turbidité a atteint un pic supérieur à **100 (N.T.U)**, ce pic montre que l'eau est trouble et confirme que les rejets sont chargés en matières solides.

### ⇒ **Demande biochimique en oxygène (DBO<sub>5</sub>)**

La demande biochimique en oxygène (DBO) correspond à la quantité d'oxygène nécessaire pour décomposer (par oxydation, et avec l'intervention de micro-organismes), les matières organiques seulement biodégradables d'une eau usée. Les valeurs de la DBO<sub>5</sub> obtenues pour les rejets sont comprises entre **130mg/l** et **160 mg/l**, avec une moyenne de **147,5 mg/l**. ces valeurs montrent une teneur relativement moyenne en matières organiques biodégradable.

### ⇒ **Demande chimique en oxygène (DCO)**

La demande chimique en Oxygène (DCO) représente la quantité d'oxygène nécessaire pour obtenir une bonne oxydation des matières organiques et minérales présentées dans l'eau.

Les résultats obtenus pour les échantillons analysés font ressortir que:

La valeur maximale de la **DCO** mesurée égale à **190 mg/l**. Cette valeur montre que les rejets sont chargés en matières organiques.

### ⇒ **L'azote ammoniacal (NH<sub>4</sub><sup>+</sup>)**

L'azote ammoniacal traduit habituellement un processus de dégradation incomplète de la matière organique et sa présence dans les eaux est un indicateur de pollution.

Les résultats d'analyses montrent que les teneurs en azote ammoniacal dans les rejets sont comprises entre **98,8 mg/l** et **115,5 mg/l**, avec une moyenne de **106,72 mg/l**, ceci montre que l'eau de rejet est riche en azote ammoniacal.

### ⇒ **Nitrates (NO<sub>3</sub>)**

Les teneurs en nitrates observées sont dans les normes, elles varient entre **0,51** et **0,93mg/l** avec une moyenne de **0,7mg/l**.

L'apparition des nitrates en temps pluvieux serait due essentiellement aux effets de lessivages des terres agricoles par les eaux pluviales pendant le ruissellement avant l'admission dans le collecteur du réseau d'assainissement.

### ⇒ Nitrites ( $\text{NO}_2$ )

Les teneurs en nitrites sont faibles, elles varient entre **0,2** et **1,06 mg/l** ce qui confirme aussi la présence de l'ammoniaque en grande quantité dans l'eau de rejet.

Les nitrites constituent le stade intermédiaire entre les ions ammonium ( $\text{NH}_4^+$ ) et les nitrates. Peu stable en rivière, on ne les rencontre que lorsqu'il existe un déséquilibre au niveau de l'oxygénation.

### ⇒ Azote Total

L'analyse de nos échantillons fait apparaître que la valeur maximale de l'azote total est égale à **139 mg/l**, avec une moyenne de **124,25 mg/l**. Cette valeur montre que les rejets sont chargés en azote et confirme la forte concentration en ammonium.

### ⇒ Phosphates

Les résultats d'analyses montrent que les teneurs en phosphate dans les rejets sont comprises entre **11,3 mg/l** et **19,3 mg/l**, avec une moyenne de **15,8 mg/l**, ceci montre que l'eau de rejet est riche en phosphates.

### ❖ Biodégradabilité et nature de rejet

Le rapport ( $\text{DCO} / \text{DBO}_5$ ) moyen égale à : **1,23**, d'après les valeurs de tableau suivant :

**Tableau V.22** : le mode de traitement en fonction du rapport ( $\text{DCO} / \text{DBO}$ )

| Rapport : $\text{DCO} / \text{DBO}$ | Mode de traitement                                                             |
|-------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------|
| $1 < \text{DCO} / \text{DBO} < 2$   | Facilement biodégradable ↔ Traitement biologique (Concerne un effluent urbain) |
| $2 < \text{DCO} / \text{DBO} < 3$   | Traitement biologique avec adaptation De la souche microbienne                 |
| $\text{DCO} / \text{DBO} > 3$       | Traitement physico-chimique (Concerne un effluent industriel).                 |

## CHAPITRE V : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Ce qui montre que nous sommes en présence d'une eau usée urbaine chargée et nécessite un traitement biologique.

La composition des effluents résiduels varie au cours de la journée d'une façon imprévisible, ceci est dû au mode de vie et aux habitudes de la population raccordée, ainsi qu'aux horaires et cycles des activités de la région.

Compte tenu des résultats obtenus, nous pouvons conclure que:

- Les eaux usées de la zone d'étude sont faiblement chargées et répondent aux critères d'une eau usée urbaine à prédominance domestique (**DCO/DBO<sub>5</sub> = 1.23**).
- Les eaux usées de la zone d'étude sont aptes aux traitements conventionnels réservés aux eaux usées urbaines à prédominance domestique.
- Dans notre cas, l'ensemble des échantillons analysés possède des teneurs en phosphore assez élevée. La teneur moyenne obtenue pour l'ensemble des rejets est de 16.3 mg/l pour la première campagne et de 15.3 mg/l dans la deuxième campagne.
- Les résultats d'analyses ont montré que la teneur moyenne en azote est très élevée. Ces valeurs sont largement supérieures aux valeurs généralement observées dans les eaux usées urbaines qui sont de l'ordre de 10 à 60 mg/l.

### V.4) Conclusion

Nous avons présenté dans ce chapitre d'une part, les caractéristiques générales de la région d'étude, et d'autre part, la qualité des eaux usées à traiter. L'intérêt consiste à choisir le site d'implantation de la station d'épuration mais aussi le procédé de dépollution des eaux qui peut être biologique ou physico-chimique.

En effet, résultats obtenus montrent que les eaux usées de notre région d'étude sont à prédominance domestique et se prêtent bien à un traitement biologique.

**CHAPITRE VI : METHODE DE DIMENSIONNEMENT****VI.1) Introduction**

Le dimensionnement des bassins du lagunage est calculé par plusieurs méthodes, toutes ces méthodes proposées sont basées soit sur la réduction de la charge organique polluante DBO<sub>5</sub>, soit sur la réduction du nombre d'agents pathogènes.

**VI.2) Première méthode**

Cette méthode permet de déterminer le volume de la lagune : [14]

$$V = 3,5 \times 10^{-5} \times q \cdot \text{DBO}_{5(\text{entrée})} \cdot 1,085^{(35-T_m)} \dots\dots\dots \text{VI.1}$$

Avec :

- Q : l'apport d'eau par habitant et par jour (en litres / j/ hab).
- DBO<sub>5(entrée)</sub> : concentration de l'effluent à l'entrée de la station (mg/l).
- T<sub>m</sub> : température moyenne mensuelle du mois le plus froid (°C).
- La profondeur (H) est de 1 à 3m.

La surface est donnée par :

$$S_H = V/H \dots\dots\dots \text{VI.2}$$

**VI.3) Deuxième méthode**

L'équation utilisée pour la concentration des bassins de lagunages est celle développée par D.Mar et ARATHER, approuvée par la banque mondiale pour le traitement des eaux usées par lagunage.[14]

Cette équation est basée sur une réduction de DBO<sub>5</sub> en surface pour toute charge comprise entre 33,7 et 561 kg DBO<sub>5</sub>/ha.j.

Ces auteurs ont établi des analyses de régression sur une large gamme de valeurs de performance et ont trouvé une relation étroite entre la charge maximale appliquée en surface et la température ambiante minimale mensuelle moyenne de l'air ( T<sub>a</sub> )

$$\text{DBO}_{5\text{max}} = 20T_a - 60 \dots\dots\dots \text{VI.3}$$

Avec :

- $DBO_{5\max}$  : charge maximale en surface ( kg DBO5/ ha.j).
- $T_a$  : température minimale mensuelle en °C.

$$S = \frac{DBO_{5(entr\acute{e}e)} \times Q}{DBO_{5(max)}} \dots\dots\dots \text{VI.4}$$

- $S$  : Superficie de la lagune (ha).
- $Q$  : débit d'eaux usées entrant (m<sup>3</sup>/j).
- $DBO_{5entr\acute{e}e}$  : charge polluante entrante ( kg DBO5 /ha.j).
- $H$  : profondeur choisie entre (0,8 à 3m).

### VI.4) Troisième méthode

Le dimensionnement par cette méthode, s'effectue le plus souvent de façon semi-empirique, en fixant une charge organique maximale admissible.

Une règle pratique indique qu'à 16°, la charge organique par hectare ne doit pas dépasser 60 Kg/j/ha ou encore 6g/m<sup>2</sup>/j.[14]

$$\frac{Q/(L_f - L_0)}{S} < 6g/m^2/j \dots\dots\dots \text{VI.5}$$

Avec :

- $L_0$  : valeur de la  $DBO_5$  initiale admissible dans la lagune.
- $L_f$  : valeur de la  $DBO_5$  de l'effluent traité.
- $S$  : surface de la lagune.

Ce qui peut s'écrire en remarquant que :

$$V = S \times H \quad \text{et} \quad t_i = \frac{V}{Q}$$

$$\frac{(L_0 - L_f)}{t_f} < \frac{6g/m^2/j}{H} \dots\dots\dots \text{VI.6}$$

On a par ailleurs :

$$\frac{L_f}{L_0} = \frac{1}{1 + K_t \times t_j} \dots\dots\dots \text{VI.7}$$

En combinant avec la relation précédente, on obtint à la relation suivante :

$$H \leq \frac{6}{K_t \times L_f} \dots\dots\dots \text{VI.8}$$

**Tableau VI.1 :** Valeur de la DBO<sub>5</sub> initiale L<sub>0</sub> qui peut être admise dans une lagune de 1m.

| Tj<br>T°C | 5   | 10  | 20  | 30  | 50  | 75  | 100 | 200  |
|-----------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|
| 0         | 150 | 180 | 240 | 300 | 420 | 570 | 720 | 1320 |
| 5         | 110 | 140 | 200 | 260 | 380 | 530 | 680 | 1280 |
| 10        | 83  | 113 | 173 | 234 | 353 | 504 | 653 | 1253 |
| 15        | 63  | 93  | 153 | 213 | 333 | 483 | 633 | 1233 |
| 20        | 43  | 84  | 144 | 203 | 323 | 473 | 623 | 1223 |
| 25        | 45  | 76  | 136 | 196 | 316 | 466 | 616 | 1216 |
| 30        | 41  | 71  | 131 | 191 | 311 | 461 | 611 | 1210 |

Le tableau dont les valeurs numérique illustre bien l'allure du comportement des lagunes naturelles, montrent que :

- ✓ Pour les abattements élevés en DBO<sub>5</sub>, les températures basses conduisent à choisir des temps de rétention très long, par exemple pour 90 % d'abattement, (L<sub>f</sub>=10%) le temps de rétention est de 50 jours pour 16°C.
- ✓ Si la DBO<sub>5</sub> entrante s'accroît, alors pour maintenir les conditions aérobies, c'est-à-dire pour respecter la règle (VI.8), les temps de rétention doivent s'accroître et ceci en même temps que la température en raison de l'accélération de la dégradation qui exige une meilleure aération, obtenue par une profondeur moindre des bassins ou une surface de contact plus étendue. [14]

### VI.5) Quatrième méthode

Dans ce cas, le dimensionnement des installations repose sur la surface du plan d'eau par habitant raccordé par exemple la règle courante en France est de rendre (10 m<sup>2</sup> de surface/habitant). [14]

Les études ont montré que les constructeurs respectent le plus souvent cette règle.

### VI.6) Cinquième méthode

Dans cette méthode, le calcul de surfaces des lagunes repose sur la charge organique reçue par unité de surface. Exprimées en charge organique, les valeurs sont :

- ✓ 100 Kg DBO/ha/j entrante dans le bassin en tête.
- ✓ 50 Kg DBO/ha/j sur l'ensemble de la lagune.

Cette méthode a été appliquée dans le cadre marocain (T<sub>m</sub> < 10°C). La profondeur choisie est de 1m. [14]

Pour T<sub>m</sub> > 10°C :

$$DBO_{5max} = 5. T_m \dots\dots\dots VI.9$$

Avec :

- $T_m$  : température moyenne de l'eau.

$$T_m = T_{air} + 2 \text{ à } 3 \text{ °C} \dots\dots\dots \text{VI.10}$$

Et  $0,6 < H < 1,5$

Cette charge sera répartie en trois lagunes, ( $\frac{1}{2}$ ,  $\frac{1}{4}$ ,  $\frac{1}{4}$ ).

### VI.7) Sixième méthode

SHAWW, MEIRING et VANECK en 1962 ont établi une équation liant la concentration de l'effluent traité avec la profondeur du bassin, soit :[14]

$$L_f = \frac{600}{0,18 \times H + 8} \dots\dots\dots \text{VI.11}$$

Avec :

- $H$  : en mètre. [22]

Dans le cas de bassins disposés en série, MARAIS propose la relation suivante :

$$L_f = \frac{600}{2 \times H + 8} \dots\dots\dots \text{VI.12}$$

Et  $0,9 < H < 1,5 \text{ m}$

### VI.8) Septième méthode

OSWALD et GOTAAS proposent une équation complexe faisant intervenir la chaleur de combustion ( $h$ ) de l'algue, un facteur  $F$  exprimant le rendement de la lumière convertie, l'énergie solaire ( $S$ ) et la concentration des algues ( $C_c$ ).[14]

$$t_j = \frac{h \times C_c \times H}{F \times S \times 1000} \dots\dots\dots \text{VI.13}$$

Avec :

- $t_j$  : temps de séjour.
- $h$  : en (cal/g).
- $H$  : profondeur en (cm).
- $S$  : en (g.cal/cm<sup>2</sup>.j).
- $C_c$  : en (mg/L).

### VI.9) Huitième méthode

La charge maximale admissible en DBO<sub>5</sub> sur une lagune est donnée par : [14]

$$DBO_{5max} = 11,2 \times (1,054)^{(1,8 \times T_m + 2)} \dots\dots\dots VI.14$$

Avec :

DBO<sub>5max</sub> : charge maximale admissible en (kg DBO/ha/j).

T<sub>m</sub> : température moyenne mensuelle du mois le plus froid de l'année.

La superficie de la lagune est donnée par la relation suivante :

$$S_H = \frac{DBO_{5\text{ entrée}} \times Q}{DBO_{5\text{ max}}} \text{ (ha)} \dots\dots\dots VI.15$$

Avec :

DBO<sub>5 entrée</sub> : concentration entrante de la DBO<sub>5</sub> en (kg/m<sup>3</sup>).

Q : débit entrant de la station en (m<sup>3</sup>/j).

### VI.10) Conclusion

Le dimensionnement des lagunes peut s'effectuer par plusieurs méthodes, tel que chaque méthode dépend de facteurs climatiques de la zone considérées et aussi la charge polluante et la charge hydraulique entrante. L'ensoleillement et la température constituent les paramètres essentiels, ils conduisent à des modèles simplifiés climatiques donnant la charge organique maximale admissible en fonction de la température mensuelle minimale.

### CHAPITRE VII : DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'EPURATION

#### VII.1) Introduction

Le traitement des eaux usées a pour but de les dépolluer suffisamment pour qu'elles n'abîment pas le milieu naturel dans lequel elles seront finalement rejetées.

Pour assurer le traitement des eaux résiduaires urbaines, de nombreux procédés existent qui assurent tous un niveau de traitement satisfaisant, dès lors qu'ils sont adaptés à un contexte préalablement bien étudié. Le choix de l'un ou l'autre de ces procédés doit prendre en compte de nombreux critères parmi lesquels la population, le débit, la charge organique, le montant des investissements à réaliser, le coût de l'exploitation ainsi que de la destination des eaux épurées. Dans ce chapitre, on va faire une comparaison technique entre le lagunage naturel et le lagunage aéré pour savoir quel est le procédé d'épuration qui convient le plus à notre agglomération.

#### VII.2) Dimensionnement de la station de lagunage

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

1. Le prétraitement :
  - Un dégrilleur ;
  - Un dessableur-deshuileur.
2. Le traitement biologique :
  - Lagunage naturel :
    - bassin anaérobie ;
    - bassin aérobie ;
    - bassin de finition.
  - Lagunage aéré :
    - Bassin d'aération ;
    - Bassin de décantation ;
    - Bassin de finition.

#### Remarque :

Dans le cas du lagunage les prétraitements comprendront un dégrillage manuel suivi d'un dessableur étant donné que notre zone d'étude est sableuse et une lame siphonide à l'entrée du premier bassin assurant la fonction de dégraisseur et de rétention des flottants.

## VII .2.1) Détermination de la capacité hydraulique de la station

Pour la détermination de la capacité hydraulique de la station des eaux usées par lagunage naturel et aéré de la ville d'OUMACHE, nous prenons en considération les paramètres suivants :

1. La population pour l'horizon 2035 est estimé à **8678 hab** ;
2. La dotation est de **180 l/hab/j** ;
3. La concentration moyenne de la DBO<sub>5</sub> est de **377.13 mg/l** ;
4. La concentration moyenne de MES est de **488.87 mg/l** ;
5. Le taux de réduction des eaux usées est égal à **80%** de la consommation ;
6. Le réseau d'assainissement est de type unitaire, avec un taux de raccordement actuel égale à **87%** ; à l'horizon 2035 le taux de raccordement sera égale à **100%**.

Il s'agit de déterminer :

1. Le débit moyen journalier  $Q_{moy,j}$  (m<sup>3</sup>/j).
2. Le débit moyen horaire  $Q_{moy,h}$  (m<sup>3</sup>/h).
3. Le débit moyen diurne  $Q_{md}$ .
4. Le débit de pointe par temps sec  $Q_{pte,sec}$ .
5. Le débit de pointe par temps de pluie  $Q_{pte,p}$ .

**Remarque** : à l'aide de la monographie de la wilaya de Biskra 2010 le taux de raccordement est estimé à **100%** à l'horizon **2035** et le débit d'équipement est estimé à **124,96 m<sup>3</sup>/j**.

### VII .2.1.1) Débit moyen journalier ( $Q_{moy,j}$ )

Le débit moyen journalier est calculé par la formule suivante :

$$Q_{moy,j} = Q_{EU} + Q_{\text{équi}} + Q_{\text{ind}} \dots\dots\dots(\text{VII.1})$$

et :  $Q_{EU} = N_{\text{hab}} * D * C_{rej} \dots\dots\dots(\text{VII.2})$

Avec :

$Q_{moy,j}$ : débit moyen journalier d'eaux usées en (m<sup>3</sup>/j) ;

$Q_{EU}$  : débit moyen des eaux usées domestiques en (m<sup>3</sup>/j) ;

$Q_{\text{équi}}$  : débit d'équipement en (m<sup>3</sup>/j) ;

$Q_{\text{ind}}$  : débit industrielle en (m<sup>3</sup>/j) , comme il n'ya pas des industries dans notre zone donc  **$Q_{\text{ind}} = 0 \text{ m}^3/\text{j}$**

## CHAPITRE VII : DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'EPURATION

$N_{hab}$  : le nombre d'habitation ;

$D$  : dotation journalière l/hab/j ;

$C_{rej}$  : coefficient de rejet d'eaux usées égal à 0.8 ;

$$Q_{EU} = 8678 \times 180 \times 0.8 = 1249,632 \text{ m}^3/\text{j}$$

$Q_{\text{équi}} = 124,96 \text{ m}^3/\text{j}$  ( il est égale à 10% du débit moyen des eaux usées)

$$Q_{\text{moy,j}} = 1249,632 + 124,96 + 0 = 1374.60 \text{ m}^3/\text{j} \quad \boxed{Q_{\text{moy,j}} = 1374.60 \text{ m}^3/\text{j}}$$

### VII.2.1.2) Débit moyen horaire ( $Q_{\text{moy,h}}$ )

Le débit moyen horaire est calculé par la formule suivante :

$$\boxed{Q_{\text{moy,h}} = \frac{Q_{\text{moy,j}}}{24}} \dots\dots\dots \text{(VII.3)}$$

Avec :

$Q_{\text{moy,h}}$  = débit moyen horaire d'eaux usées en ( $\text{m}^3/\text{h}$ )

$Q_{\text{moy,j}}$  = débit moyen journalier d'eaux usées en ( $\text{m}^3/\text{j}$ )

$$Q_{\text{moy,h}} = \frac{1374.60}{24} = 57.275 \text{ m}^3/\text{h} \quad \boxed{Q_{\text{moy,h}} = 57.275 \text{ m}^3/\text{h}}$$

### VII.2.1.3) Débit moyen diurne ( $Q_{\text{md}}$ )

Le débit moyen diurne correspond à la période diurne de 14 heures consécutives. En effet , la période diurne peut être de 14 heures à 16 heures, le choix de 14 heures est motivé par le fait qu'il s'agit dans notre cas d'une petite agglomération .Il est calculé comme suit :

$$\boxed{Q_{\text{md}} = \frac{Q_{\text{moy,j}}}{14}} \dots\dots\dots \text{(VII.4)}$$

$$Q_{md} = \frac{1374.60}{14} = 98.19 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{md} = 98.19 \text{ m}^3/\text{h}$$

### VII.2.1.4) Débit de pointe à temps sec ( $Q_{pte,sec}$ )

Ce débit est calculé par la formule suivante :

$$Q_{pte,sec} = K_p * Q_{moy,j} \quad \dots\dots\dots(VII.5)$$

$K_p$  : coefficient de pointe défini par :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy,j}}} \quad \text{si} \quad Q_{moy,j} \geq 2.8 \text{ l/s}$$

$$K_p = 3 \quad \text{si} \quad Q_{moy,j} < 2.8 \text{ l/s}$$

Notre débit moyen journalier est égal à **15.91 l/s** > 2.8 l/s

$$\text{D'où : } K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{15.91}} = 1.626$$

$$\text{Donc : } Q_{pte,sec} = 1.626 * 1374.60 = 2235.1 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{pte,sec} = 25.87 \text{ l/s}$$

### VII.2.1.5) Débit de pointe par temps de pluie ( $Q_{pte,p}$ )

Le débit de pointe de temps de pluie est donné par la relation suivante :

$$Q_{pte,p} = (3-5) * Q_{pte,sec} \quad \dots\dots\dots(VII.6)$$

Le facteur de dilution dépend de la pluviométrie de la région d'étude qui est caractérisée par une pluviométrie moyenne annuelle estimée à **148,75 mm**.

$$Q_{pte,p} = 3 * Q_{pte,sec}$$

$$Q_{pte,p} = 3 * 2235.1 = 6705.3 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{pte,p} = 77.61 \text{ l/s}$$

## VII.2.1.6) Equivalent habitant

Le nombre d'équivalents habitants pour l'année d'étude est donné par la relation suivante :

$$N_{eq} = \frac{Q_{moy,j}}{R_s} \dots\dots\dots(VII.7)$$

$R_s$  = Taux de raccordement\*Taux de rejet\*dotation.

$$N_{eq} = \frac{1374.60}{1 \cdot 0.8 \cdot 180} = 9546 \text{ EH}$$

$$N_{eq} = 9546 \text{ EH}$$

## VII.2.2) Evaluation de la charge polluante

On calcule les charges polluantes à partir des résultats des analyses des eaux usées mentionnés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.1** : Estimation de la charge polluante

| Paramètres                           | Unité | Valeur à l'horizon 2035 |
|--------------------------------------|-------|-------------------------|
| Concentration de la DBO <sub>5</sub> | mg/l  | 377.13                  |
| Concentration de la MES              | mg/l  | 488.87                  |
| Concentration de l'azote N           | mg/l  | 104.17                  |
| Concentration du phosphore P         | mg/l  | 34.72                   |

### VII.2.2.1) Charge moyenne journalière en DBO<sub>5</sub> (C<sub>DBO5</sub>)

Cette valeur est calculée à partir de la concentration de la DBO<sub>5</sub>, elle est exprimée en kg/j :

$$C_{DBO5} = [DBO_5] \cdot Q_{moy,j} \dots\dots\dots(VII.8)$$

Avec :

C<sub>DBO5</sub> : charge moyenne journalière en DBO<sub>5</sub> exprimée en (kg/j).

[DBO<sub>5</sub>] : concentration moyenne de la DBO<sub>5</sub> exprimée en (kg/m<sup>3</sup>).

## CHAPITRE VII : DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'EPURATION

$Q_{\text{moy},j}$  : débit moyen journalier des eaux usées en ( $\text{m}^3/\text{j}$ )

$$C_{\text{DBO5}} = 0.37713 \times 1374.60 = 518.4 \text{ kg/j}$$

$$C_{\text{DBO5}} = 518.4 \text{ kg/j}$$

### VII.2.2.2) Charge moyenne des matières en suspension ( $C_{\text{MES}}$ )

Ce paramètre est calculé à partir de la concentration de MES, elle est exprimée en  $\text{kg/j}$  :

$$C_{\text{MES}} = [\text{MES}] \times Q_{\text{moy},j} \dots\dots\dots(\text{VII.9})$$

Avec :

$C_{\text{MES}}$  : charge moyenne journalière en MES exprimée en ( $\text{kg/j}$ )

$[\text{MES}]$  : concentration moyenne de MES exprimée en ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )

$$C_{\text{MES}} = 0.48887 \times 1374.60 = 672 \text{ kg/j}$$

$$C_{\text{MES}} = 672 \text{ kg/j}$$

**Tableau VII.2** : Récapitulatif des calculs de base pour le dimensionnement

| Paramètre                                                  | Unité                 | Valeur à l'horizon 2035 |
|------------------------------------------------------------|-----------------------|-------------------------|
| Le débit moyen journalier ( $Q_{\text{moy},j}$ )           | $\text{m}^3/\text{j}$ | 1374.6                  |
| Le débit moyen horaire ( $Q_{\text{moy},h}$ )              | $\text{m}^3/\text{h}$ | 57.275                  |
| Le débit moyen diurne ( $Q_{\text{md}}$ )                  | $\text{m}^3/\text{h}$ | 98.19                   |
| Le débit de pointe à temps sec ( $Q_{\text{pte,sec}}$ )    | $\text{m}^3/\text{j}$ | 2235.1                  |
| Le débit de pointe à temps de pluie ( $Q_{\text{pte,p}}$ ) | $\text{m}^3/\text{j}$ | 6705.3                  |
| Nombre d'équivalent habitant ( $N_{\text{eq H}}$ )         | EH                    | 9546                    |
| $C_{\text{DBO5}}$                                          | $\text{kg/j}$         | 518.4                   |
| $C_{\text{MES}}$                                           | $\text{kg/j}$         | 672                     |

## VII.3) Ouvrages de prétraitement

Parmi les étapes d'épuration des eaux usées urbaines, les prétraitements sont communs à toutes les stations. Donc la comparaison ne se fera que sur la partie du traitement biologique

### VII.3.1) Dégrillage

Les déchets véhiculés par l'effluent sont éliminés dès leur arrivée dans la station grâce au dégrillage manuel. Les eaux usées passent par des grilles grossières où les matières volumineuses sont retenues. On distingue les grilles à nettoyage manuel et les grilles à nettoyage automatique.

-Les types de dégrillage sont :

- **Dégrillage grossier** : qui épure l'eau avec des grilles espacées de quelques millimètres pour retirer les déchets dont le volume compris entre 3 et 10 cm.
- **Dégrillage moyen** : qui épure l'eau avec des grilles moyennes où l'espacement compris entre 2 et 3cm.
- **Dégrillage fin** : constitué de grilles encore moins espacées, va éliminer les déchets d'un volume inférieur ou égal à 1 cm. [2]

Les grilles mises en place sont de type manuel, composées de barreaux droits rectangulaires en inox inclinés à 60° sur l'horizontale.

La grille est dimensionnée avec une vitesse de passage de l'eau brute (v) au débit de pointe en temps de pluie (Q<sub>pte, p</sub>).

Il conviendrait de préciser que dans le cas d'un lagunage, le dégrillage manuel à installer est surdimensionné pour permettre des visites espacées. On propose une visite par semaine par temps sec et des nettoyages supplémentaires en temps de pluie.

La méthode de calcul utilisée est celle de KIRSCHMER :

La largeur de la grille (L) est donnée par la formule suivante :

$$L = \frac{S \cdot \sin \alpha}{h_{\max}(1 - \beta) \delta} \dots\dots\dots(\text{VII.10})$$

Avec :

S : section mouillée de la grille  $S = \frac{Q_{\text{pte},p}}{V}$  exprimé en (m<sup>2</sup>)

Q<sub>pte,p</sub> : débit de pointe en temps de pluie (m<sup>3</sup>/s)

V : vitesse d'écoulement de l'effluent en (m/s) entre les barreaux, elle peut aller de 0.5 à 1.2 m/s

h<sub>max</sub> : hauteur maximale d'eau admissible sur la grille comprise généralement entre 0.15 et 1.5 m

## CHAPITRE VII : DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'EPURATION

$\beta$  : fraction de surface occupée par les barreaux,  $\beta = \frac{e}{e+d}$

$e$  : espacement des barreaux

$d$  : épaisseur des barreaux

Les valeurs de «  $e$  » et «  $d$  » sont données dans le tableau VII.3 :

**Tableau VII.3 :** Valeurs de «  $e$  » et «  $d$  » pour les grilles grossières et fines

|               | Grille grossière | Grille moyenne | Grille fine |
|---------------|------------------|----------------|-------------|
| <b>e (cm)</b> | 3 à 10           | 2 à 3          | 0.3 à 1     |
| <b>d (cm)</b> | 2                | 1 à 2          | 1           |

$\delta$  : coefficient de colmatage de grilles.

$\delta = 0.5$  pour les grilles mécanique.

$\delta = 0.25$  pour les grilles manuelles.

$\alpha$  : angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontale compris généralement entre  $60^\circ$  et  $80^\circ$ .

Nous considérons dans notre cas une grille grossière manuelle avec les paramètres suivants :

- $h_{\max} = 0.7$  m
  - $\alpha = 60^\circ$
  - $\delta = 0.25$
  - $e = 6$  cm,  $d = 2$  cm
  - $Q_{\text{pte,p}} = 6705.3 \text{ m}^3/\text{j}$ ,  $V = 0.8$  m/s
- d'où  $\beta = 0.75$   
d'où  $S = 0.097 \text{ m}^2$

Nous aurons alors une largeur égale à :

$$L = \frac{(0.097) \cdot \sin 60}{(0.7)(1 - 0.75)0.25} = 1.92 \text{ m} \quad \text{on prend :}$$

**L = 2m**

On aura donc le nombre de barreaux  $N = \frac{L}{e+d} = \frac{200}{6+2} = 25$  barreaux.

### ➤ Pertes de charge ( $\Delta h$ )

Une grille provoque des pertes de charge, selon KIRSCHMER, ces dernières sont fonction de :

- La forme des barreaux ;
- L'espacement entre les barreaux ;
- La largeur des barreaux ;
- La vitesse d'approche ;
- L'inclinaison de la grille.

Elles peuvent être calculées par la formule suivante :

$$\Delta h = \frac{\beta \times d^{4/3}}{e^{4/3}} \times \frac{v^2}{2g} \times \sin \alpha \quad \dots\dots\dots(\text{VII.11})$$

$\Delta h$  : Pertes de charge en (m)

$d$  : Epaisseur d'un barreaux (m) ( $d= 0.02\text{m}$ )

$e$  : Espacement entre les barreaux (m) ( $e= 0.06\text{m}$ )

$V$  : Vitesse de l'eau devant la grille (m/s) ( $V=0.8\text{m/s}$ )

$\alpha$  : Angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontale ( $\alpha=60^\circ$ )

$\beta$  : Coefficient de forme des barreaux :

$\beta= 2.42$  pour des barreaux rectangulaire ;

$\beta= 1.75$  pour des barreaux ronds. ( $\beta=1.75$ )

D'où on aura une perte de charge de :

$$\Delta h = \frac{1.75 \times 0.00543}{0.0235} \times \frac{0.64}{2 \times 9.81} \times \sin(60) = 0.011 \text{ m} \quad \Delta h = 0.011 \text{ m}$$

### VII.3.2) Dessableur

#### ➤ Calcul du dessableur

Le volume du dessableur est égale à :

$$V = Q_{\text{pte,p}} \times T_s \quad \dots\dots\dots(\text{VII.12})$$

## CHAPITRE VII : DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'EPURATION

Avec :

V : volume du dessableur en (m<sup>3</sup>)

Q<sub>pte,p</sub> : débit de pointe en temps de pluie en (m<sup>3</sup>/j)

T<sub>s</sub> : temps de séjour, compris entre 3 et 5 minutes, dans notre cas on prend T<sub>s</sub>=**5min**

Donc nous aurons :

$$V = (6705.3/1440) * 5 = \mathbf{23.28 \text{ m}^3}$$

$$\mathbf{V = 23.28 \text{ m}^3}$$

Considérons une vitesse ascensionnelle V<sub>asc</sub>= **25 m/h**

La surface horizontale du dessableur est égale à :

$$S_h = \frac{Q_{pte,p}}{V_{asc}} = L * l$$

..... (VII.13)

Avec :

S<sub>h</sub> : surface horizontale du dessableur en (m<sup>2</sup>)

L : longueur du dessableur en (m)

l : largeur du dessableur en (m)

D'où :

$$S_h = \frac{\left(\frac{6705.3}{24}\right)}{25} = \mathbf{11.18 \text{ m}^2}$$

$$\mathbf{S_h = 11.18 \text{ m}^2}$$

L'intervalle **1.25 < V/S<sub>h</sub> = 2.08 < 2.5** est respecté.

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

$$\text{D'où : } S_h = L * l = 2 * l^2$$

$$l = \sqrt{(S_h/2)} = \sqrt{(11.18/2)} = \mathbf{2.36 \text{ m}}$$

$$L = 2 * 2.36 = \mathbf{4.72 \text{ m}}$$

$$\mathbf{l = 2.36 \text{ m}}$$

$$\mathbf{L = 4.72 \text{ m}}$$

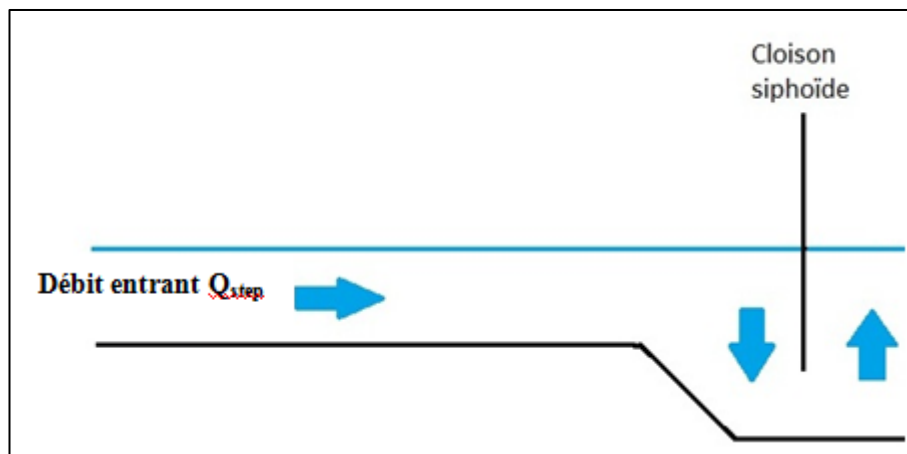
La hauteur du dessableur H est égale à : H=V/S<sub>h</sub> = 23.28/ 11.18 = **2.08 m**

$$\text{On prend : } \mathbf{H = 2.1 \text{ m}}$$

## VII.3.3) Cloison siphœide

Le lagunage devrait être réservé à des effluents domestiques, un dégraisseur séparé n'est donc pas nécessaire. L'élimination des huiles peut être assurée par une cloison siphœide 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 ;
- Une passerelle permettant l'accès pour la vidange du cône de sédimentation à l'entrée de la première lagune présente un intérêt certain. [7]



**Figure VII.1** : coupe longitudinale à l'entrée du premier bassin avec une cloison siphœide

-Calcul de la cloison siphœide :

$$S_h = \frac{Q_{pte,p}}{V_a} \dots\dots\dots(VII.14)$$

**Avec :**

$S_h$  : surface de la cloison siphœide en (m<sup>2</sup>).

$V_a$  : vitesse ascensionnelle en (m/h), on prend  $V_a = 20\text{m/h}$ .

$Q_{pte,p}$  : débit de pointe en temps de pluie en (m<sup>3</sup>/j).

$$S_h = \frac{6705.3/24}{20} = 13.97 \text{ m}^2 \quad \text{donc :}$$

$$S_h = 13.97 \text{ m}^2$$

### VII.3.4) Calcul du répartiteur

On dimensionne le répartiteur d'aval en amont :

En utilisant la formule du déversoir :

$$Q = m \times l \times \sqrt{2g} \times h^{1.5} \dots\dots\dots(VII.15)$$

Avec :

Q : débit déversant (m<sup>3</sup>/s).

l : largeur de seuil déversant (m).

h : hauteur d'eau déversante (m).

g : accélération de la gravité (m/s<sup>2</sup>).

m : le coefficient de débit d'un frontal (m=0.42).

Z : la hauteur de pelle est prise égale à 1.6 m.

Le seuil frontal décomposé en deux seuils de 1m de largeur, on peut déduire la hauteur de la lame déversante vue que le débit déversant est égale au débit maximum entrant à la station devisé par deux donc :

Q max entrant = Q<sub>pte,p</sub> = **0.078 m<sup>3</sup>/s** Q<sub>dev</sub> =  $\frac{0.078}{2}$  = **0.039 m<sup>3</sup>/s** on obtient une hauteur déversante :

$$h = \left( \frac{Q_{dev}}{0.42 \times 1 \times \sqrt{2g}} \right)^{0.66} = \left( \frac{0.039}{0.42 \times 4.43} \right)^{0.66} = \mathbf{0.078 \text{ m}} \quad \boxed{h = 0.078 \text{ m}}$$

### ➤ Calcul des charges polluantes à la sortie du dessableur

Le dessableur élimine dans les environs de 70 % des matières minérales présentes dans les eaux usées :

$$\text{MMS}_{\text{sortie}} = 30\% \text{ MMS}_{\text{entrée}}$$

$$\text{MES} = 70\% \text{ MVS} + 30\% \text{ MMS}$$

Avec :

$\text{MMS}_{\text{entrée}}$  : matières minérales en suspension à l'entrée du dessableur.

$\text{MMS}_{\text{sortie}}$  : matières minérales en suspension à la sortie du dessableur.

$\text{MVS}$  : matières volatiles en suspension.

$\text{MES}$  : matières en suspension à l'entrée du dessableur.

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

$$\text{MMS}_{\text{entrée}} = 0.3 * \text{MES} = 0.3 * 672 = \mathbf{201.6 \text{ kg/j}}$$

$$\text{MMS}_{\text{sortie}} = 0.3 * \text{MMS}_{\text{entrée}} = 0.3 * 201.6 = \mathbf{60.48 \text{ kg/j}}$$

$$\text{MVS}_{\text{entrée}} = \text{MVS}_{\text{sortie}} = 0.7 * \text{MES} = 0.7 * 672 = \mathbf{470.4 \text{ kg/j}}$$

$$\text{MES}_{\text{sortie}} = \text{MMS}_{\text{sortie}} + \text{MVS}_{\text{sortie}} = 60.48 + 470.4 = \mathbf{530.88 \text{ kg/j}}$$

### VII.3.5) Récapitulation du dimensionnement des ouvrages de prétraitement

Les résultats des calculs des ouvrages de prétraitement sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.4 : Caractéristiques des ouvrages du prétraitement**

| Paramètres                        | Unité             | Valeur à l'horizon 2035 |
|-----------------------------------|-------------------|-------------------------|
| <b>Dégrilleur</b>                 |                   |                         |
| Largeur de la grille (L)          | m                 | 2                       |
| Angle d'inclinaison ( $\alpha$ )  | °                 | 60                      |
| Espacement entre les barreaux (e) | cm                | 6                       |
| Epaisseur des barreaux (d)        | cm                | 2                       |
| Pertes de charge ( $\Delta h$ )   | m                 | 0.011                   |
| <b>Déssableur</b>                 |                   |                         |
| Longueur (L)                      | m                 | 4.72                    |
| Largeur (l)                       | m                 | 2.36                    |
| Hauteur (H)                       | m                 | 2.1                     |
| <b>Cloison siphonide</b>          |                   |                         |
| Surface ( $S_h$ )                 | m <sup>2</sup>    | 13.97                   |
| <b>Répartiteur</b>                |                   |                         |
| Débit déversant ( $Q_{dév}$ )     | m <sup>3</sup> /s | 0.039                   |
| Hauteur déversante (h)            | m                 | 0.078                   |
| <b>Charges polluantes</b>         |                   |                         |
| MMS à la sortie                   | kg/j              | 60.48                   |
| MVS à la sortie                   | kg/j              | 470.4                   |
| MES à la sortie                   | kg /j             | 530.88                  |

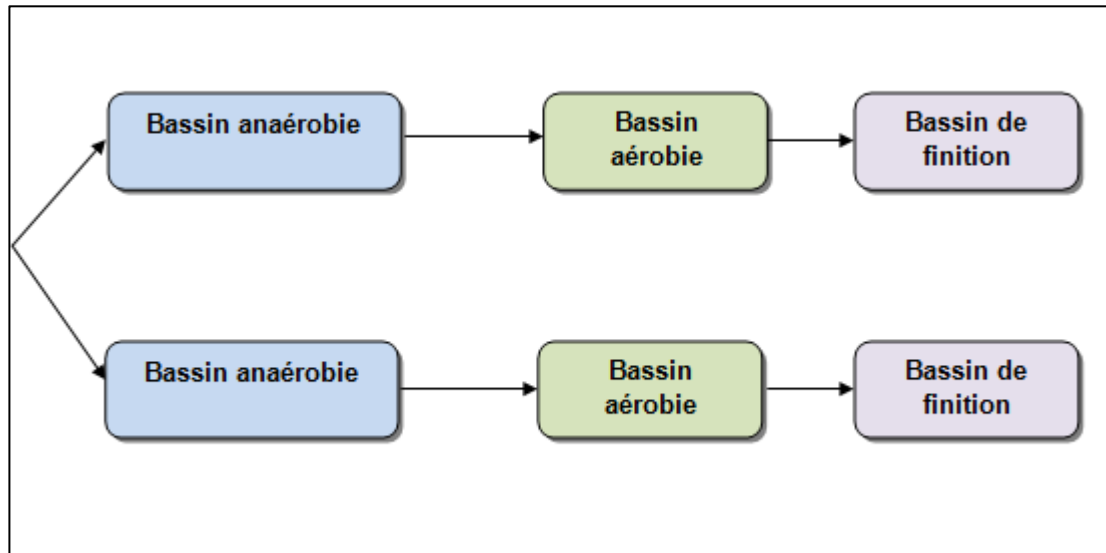
## VII.3.6) Recommandations techniques pour les ouvrages de prétraitement

- Le nettoyage de la grille du dégrilleur sera effectué manuellement une fois par semaine par temps sec et des nettoyages supplémentaires en temps de pluie ;
- Un bac de récupération des déchets adapté (égouttage et stockage) doit être mis en place ;
- Les sables sont retenus dans la partie inférieure du dessableur, la pente ne doit pas être inférieure à 45° ;
- Les sables sont, de mieux, récupérés par un dispositif de type bédoué (insufflation d'air) moins sujet au colmatage et plus économique qu'une reprise par pompe (fonctionnement en continu souvent nécessaire), si cela n'est pas disponible une récupération par pompe sera suffisante ; [7]

## VII.4) Dimensionnement des bassins de lagunage

### VII.4.1) Variante (I) : lagunage naturel

On propose un système composé de deux séries montées en parallèles et chaque série comporte trois bassins qui sont : le bassin anaérobie, le bassin aérobie et le bassin de finition.



**Figure VII.2 :** Schéma global de la répartition des lagunes naturel

#### VII.4.1.1) Bassin anaérobie

Les bassins anaérobies permettent de réduire 40 à 60 % de la charge polluante initiale (DBO) avec un temps de séjour relativement court. Les profondeurs adoptées pour les bassins anaérobies sont de l'ordre de 1.2 à 1.8 m. [8]

On fixe le temps de séjour  $T_{r1} = 5 \text{ jours}$

Le dimensionnement est basé sur l'application d'une charge volumique  $\lambda_a$ .

$$\lambda_a = (L_0 \times Q_{pte,p}) / V_a \quad \text{.....VII.16}$$

## CHAPITRE VII : DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'EPURATION

Avec :

$\lambda_a$  : charge volumique, gDBO<sub>5</sub>/m<sup>3</sup>. j.

$L_0$  : concentration initiale de la DBO<sub>5</sub>, en (g/m<sup>3</sup>).

$Q_{pte,p}$  : débit de pointe par temps de pluie, en (m<sup>3</sup>/j).

$V_a$  : volume des bassins anaérobies en (m<sup>3</sup>).

La charge volumique et le rendement de la DBO<sub>5</sub> sont en fonction de la température de l'air en appliquant les relations suivantes représentées dans le tableau suivant :

**Tableau VII.5 : Charge volumique et le rendement de la DBO<sub>5</sub>**

| Température en °C | Charge volumique $\lambda_a$ gDBO/ m <sup>3</sup> . j | Réduction DBO (%) |
|-------------------|-------------------------------------------------------|-------------------|
| < 10              | 100                                                   | 40                |
| 10 – 20           | $20T - 100$                                           | $2T + 20$         |
| 20 – 25           | $10T + 100$                                           | $2T + 20$         |
| > 25              | 350                                                   | 70                |

Dans notre cas  $T = 11,8^\circ\text{C}$  donc : Réduction =  $2 \cdot 11.8 + 20 = 43.6\%$

$\lambda_a = 20T - 100 = 20 \times 11.8 - 100 = 136 \text{ gDBO/ m}^3. \text{ j.}$

Nous adopterons une Charge volumique de : **136 gDBO/ m<sup>3</sup>. J**

Le volume du bassin est donné par la formule :

$$V = (L_0 \times Q_{pte,p}) / \lambda_a$$

D'où :

$$V = (377.13 \times 6705.3) / 136$$

$$V = 18594 \text{ m}^3$$

-Calcul de la surface des bassins anaérobie :

$$S_{a \text{ tot}} = V/H_1 \dots\dots\dots \text{VII.17}$$

Avec :

$S_{a \text{ tot}}$  : surface des bassins anaérobies en ( $\text{m}^2$ ).

$V_a$  : volume des bassins anaérobies en ( $\text{m}^3$ ).

$H_1$  : hauteur des bassins anaérobies en (m), on prend  **$H_1=1.4\text{m}$** .

$$S_{a \text{ tot}} = 18594/1.4 = \mathbf{13281.43 \text{ m}^2}$$

$$S_{a \text{ tot}} = \mathbf{13281.43 \text{ m}^2}$$

On adoptera deux bassins anaérobies, donc la surface de chaque bassin est :

$$S_a = \frac{S_{a \text{ tot}}}{2} = 13281.43 / 2 = \mathbf{6640.72 \text{ m}^2}$$

$$S_a = \mathbf{6640.72 \text{ m}^2}$$

$$L_a = 4 \times l_a \rightarrow S_a = 4 \times l_a^2 \text{ donc:}$$

$$l_a = \sqrt{\frac{S_a}{4}} = \sqrt{\frac{6640.72}{4}} = 40.74 \approx \mathbf{41\text{m}}$$

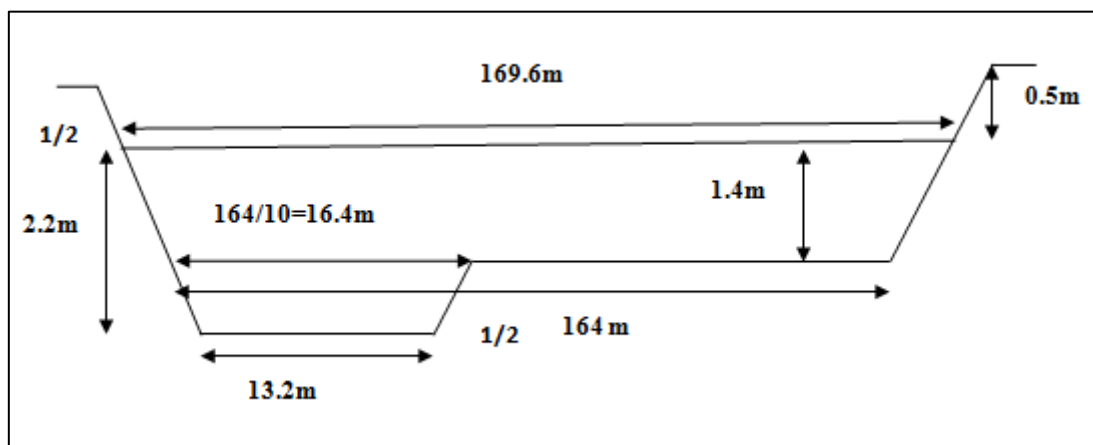
$$L_a = \mathbf{164\text{m}}$$

$$L_a = 4 \times 41 = \mathbf{164\text{m}}$$

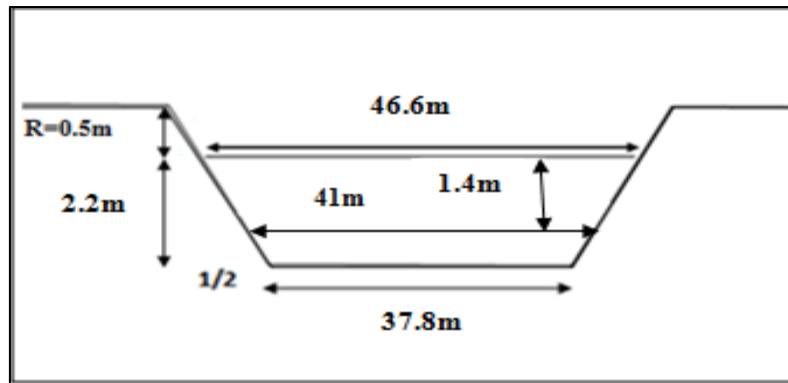
$$l_a = \mathbf{41\text{m}}$$

### • Volume du bassin anaérobie

Le volume du bassin est la somme des volumes de la fosse sur le premier dixième de la longueur et le volume d'une tranchée d'une profondeur d'eau de 1.4m comme le montre les deux coupes suivantes :



**Figure VII.3 : coupe longitudinale du bassin anaérobie**



**Figure VII.4 : coupe transversale du bassin anaérobie**

$$V_{\text{fosse}} = \frac{[(13.2 \times 37.8) + (16.4 \times 41)]}{2} \times 0.8 = 468.54 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{tranché}} = \frac{[(164 \times 41) + (169.6 \times 46.6)]}{2} \times 1.4 = 10239.2 \text{ m}^3$$

Donc le volume total sera égal à la somme des deux volumes :

$$V_a = 468.54 + 10239.2 = 10707.74 \text{ m}^3$$

$$V_a = 10707.74 \text{ m}^3$$

## • Hauteur de la revanche du bassin anaérobie

Pour les petits bassins dont la surface est inférieure à 1ha, la hauteur de revanche est de 0.5m.  
 Pour une surface de bassin comprise entre 1 et 3 ha, la hauteur de revanche varie entre 0.5 et 1m.  
 Pour les grands bassins, la revanche est obtenue par la formule suivante : [7]

$$R = 1 + 0.3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots \text{VII.18}$$

Avec :

F : Fetch ou longueur du plan d'eau en Km.

La surface de notre bassin est : 0.664072 ha < 1ha, donc la hauteur de la revanche est de **0.5m**

$$R = 0.5 \text{ m}$$

## • Concentration sortante de la DBO<sub>5</sub>

$$R = \frac{L_0 - L'_0}{L_0} \dots\dots\dots \text{VII.19}$$

Avec :

R : réduction du DBO<sub>5</sub> dans le bassin anaérobie, **R=43.6%**.

L<sub>0</sub> : concentration initiale de la DBO<sub>5</sub> en (mg/l), **L<sub>0</sub> = 377.13 mg/l**.

L'<sub>0</sub> : concentration sortante de la DBO<sub>5</sub> en (mg/l).

L'<sub>0</sub> = 377,13-377,13\*0,436 = **212.7 mg/l**

**L'<sub>0</sub> =212.7 mg/l**

### VII.4.1.2) Bassin aérobie

Dans ce type de bassin, les surfaces sont importantes et la profondeur varie de 1 à 1.2 m. Ces bassins jouent un rôle important pour la réduction des bactéries ainsi que la charge polluante..

Le dimensionnement des lagunes aérobies se fait en appliquant les relations suivantes : [8]

$$\lambda_f = 10 * L'_0 * Q_{pte,p} / S_{f\ tot}$$

..... VII.20

Avec :

$\lambda_f$  : charge surfacique, kg DBO<sub>5</sub>/ha.j.

L'<sub>0</sub> : concentration de la DBO<sub>5</sub> de l'effluent à l'entrée du bassin aérobie mg/l.

Q<sub>pte,p</sub> : débit de pointe en temps de pluie entrant les bassins facultatives m<sup>3</sup>/j.

S<sub>f tot</sub> : surface totale des lagunes facultatives en (ha).

La valeur admissible pour  $\lambda_f$  est proportionnelle à la température :

$$\lambda_f = 350 (1,107 - 0,002T)^{T^\circ - 25}$$

..... VII.21

Avec :

T : Température de l'air (11,8°C)

T° : Température de l'eau (La température de l'eau en hiver étant supposée supérieure à celle de l'air de 2 à 4°C) = 11,8+4 =15,8°C

#### • Calcul de la Charge surfacique ( $\lambda_f$ )

$$\lambda_f = 350 (1,107 - 0,002T)^{T^\circ - 25}$$

$$\lambda_f = 167,5 \text{ kgDBO/ha}$$

- **Calcul de la surface ( $S_f$ )**

$$S_{ftot} = 10 \cdot L'_0 \cdot Q_{pte,p} / \lambda_f$$

Avec :

$L'_0$  : La concentration sortante du bassin anaérobie de la  $DBO_5$  en (mg/l) (  $L_f = 212.7$  mg/l).

$Q_{pte,p}$  : débit de pointe en temps de pluie a l'entrée des bassins aérobies ( $m^3/j$ )

$$S_{ftot} = 10 \times 212.7 \times 6705.3 / 167,5 = \mathbf{85147.3 \text{ m}^2}$$

On prend la hauteur des bassins facultatives :  **$H_f = 1.2m$** .

On adoptera deux bassins facultatifs, donc la surface de chaque bassin est :

$$S_f = \frac{S_{ftot}}{2} = 85147.3 / 2 = \mathbf{42573.7 \text{ m}^2}$$

$$S_f = 42573.7 \text{ m}^2$$

$$L_f = 4 \times l_f \Rightarrow S_f = 4 \times l_f^2 \text{ donc : } l = \sqrt{\frac{S_f}{4}} = \sqrt{\frac{42573.7}{4}} = \mathbf{103.2 \text{ m}}$$

$$\text{Et } L_f = 4 \times 137.4 = \mathbf{412.8 \approx 413m}$$

$$L_f = \mathbf{413m}$$

$$l_f = \mathbf{103.2 \text{ m}}$$

- **Calcul du temps de séjour  $Tr_2$**

Le temps de séjour se calcule à partir du volume du bassin, en tenant compte de l'évaporation : [8]

$$T_{s2} = 2 \cdot S_{ftot} \cdot H_f / (2Q_{pte,p} - 0,001 \cdot r \cdot S_{ftot}) \quad \text{..... VII.22}$$

Avec:

$S_{ftot}$  : surface totale des basins aérobies en ( $m^2$ ).

$H_f$  : Hauteur d'eau dans les bassins aérobies en (m).

$Q_{pte,p}$  : debit de pointe en temps de pluie en ( $m^3$ ).

$r$  : taux d'évaporation en (mm/j), les valeurs de l'évaporation est donnée par le tableau suivant :

**Tableau VII.6 :** Evaporation mensuelle et annuelle moyenne (période : 1994 – 2010)

| Mois      | Jan    | Fev   | Mar    | Avr    | Mai    | Juin   | Juill | Août   | Sep    | Oct    | Nov    | Dec   | M.A    |
|-----------|--------|-------|--------|--------|--------|--------|-------|--------|--------|--------|--------|-------|--------|
| Evap (mm) | 113,31 | 129,1 | 184,12 | 233,37 | 311,25 | 357,25 | 407,5 | 382,43 | 272,12 | 191,37 | 135,62 | 90,75 | 234.02 |

Source : ONM

Le taux d'évaporation est calculé comme suit :

$$r = \frac{\text{Evaporation moyenne annuelle}}{365} = \frac{2808,18}{365} = 7.69 \text{ mm/j}, \text{ donc : } r = 7.69 \text{ mm/j}$$

D'où :

$$Tr_2 = 2 \times 85147.3 \times 1.2 / (2 \times 6705.3 - 0,001 \times 7,69 \times 85147.3) = 16 \text{ jours}$$

- Hauteur de revanche dans le bassin aérobie**

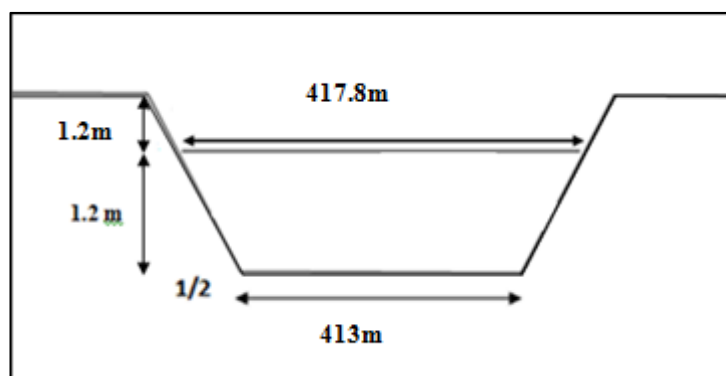
Dans notre cas le bassin aérobie a une surface de 4.2573 ha , elle est supérieure à 3ha donc :

$$R = 1 + 0.3 \cdot \sqrt{F} = 1 + 0.3 \cdot \sqrt{0.4178} = 1.2 \text{ m}$$

$$R = 1.2 \text{ m}$$

- Le volume du bassin aérobie**

Le volume des bassins aérobies sera égal au volume d'une tranchée de 1.2m de profondeur comme le montrent les deux coupes suivantes :



**Figure VII.2 :** coupe longitudinale du bassin facultatif

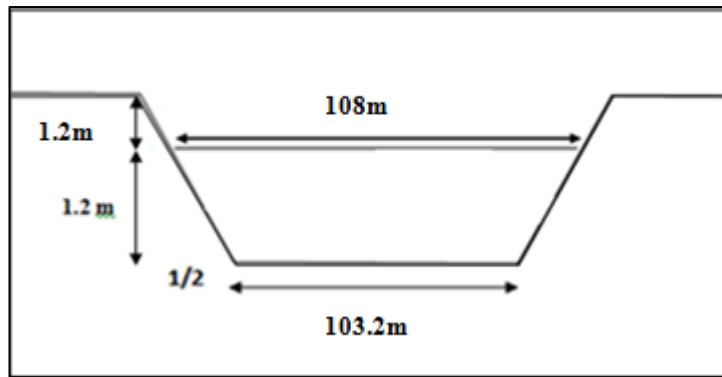


Figure VII.3 : coupe transversale du bassin facultatif

$$V_f = \frac{[(413 \times 103.2) + (417.8 \times 108)]}{2} \times 1.2 = 52646.4 \text{ m}^3$$

$$V_f = 52646.4 \text{ m}^3$$

#### VII.4.1.3) Bassins de finition

Les bassins de finition reçoivent les eaux issues des bassins aérobies. Ce sont des bassins entièrement aérobies caractérisés par une faible profondeur et un temps de séjour plus court ces bassins assurent une bonne élimination des germes pathogènes et un abattement supplémentaire en azote et en phosphore. Ce qui est très intéressant dans notre cas, vu que nos eaux à traiter sont très chargées en éléments nutritifs (azote et phosphore).

Pour le dimensionnement, on applique la relation suivante : [8]

$$S_{m \text{ tot}} = (2 Q_m \times T_{r2}) / (2 P_m + 0,001 \times r \times T_{r2}) \quad \dots\dots\dots \text{VII.23}$$

Avec :

$S_{m \text{ tot}}$  : Surface totale des bassins de finition en ( $\text{m}^2$ ).

$r$  : Taux d'évaporation en  $\text{mm/j}$ ,  $r=7,69\text{mm/j}$

$Q_m$  : Débit de pointe à la sortie des bassins aérobies en ( $\text{m}^3/\text{j}$ ).

$T_{r3}$ : Temps de séjour dans les bassins de finition en (jours), on fixe  $T_{r3}=10 \text{ jours}$

$H_m$  : Profondeur de bassin de finition en (m), on prend  $H_m=0.8\text{m}$

- **Calcul du débit moyen ( $Q_m$ )**

Le débit est donné par la formule : [8]

$$Q_m = Q_{pte,p} - 0.001 \times r \times S_{ftot} \dots\dots\dots \text{VII.24}$$

Avec :

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

$S_{f \text{ tot}}$  : surface totale des bassins aérobies en ( $m^2$ ).

$r$  : Taux d'évaporation en ( $mm/j$ ),  $r=7,69 \text{ mm/j}$ .

D'où :  $Q_m = 6705.3 - 0,001 \times 7,69 \times 85147.3 = 6050.52 \text{ m}^3/j$

- **Calcul de la Surface des lagunes ( $S_m$ )**

$$S_{m \text{ tot}} = (2 \times 6050.52 \times 10) / (2 \times 0.8 + 0,001 \times 7,69 \times 10) = 72163.2 \text{ m}^2$$

On adoptera deux bassins de maturations ayant chacun les dimensions suivantes :

$$S_m = 72163.2 / 2 = 36081.6 \text{ m}^2$$

$$S_m = 36081.6 \text{ m}^2$$

$$L_m = 4 \times l_m \rightarrow S_m = 4 \times l_m^2 \quad \text{donc: } l_m = \sqrt{\frac{S_m}{4}} = \sqrt{\frac{36081.6}{4}} = 94.97 \text{ m} \approx 95 \text{ m}$$

$$\text{Et : } L_m = 4 \times 95 = 380 \text{ m}$$

$$L_m = 380 \text{ m}$$

$$l_m = 95 \text{ m}$$

- **La hauteur de la revanche dans le bassin de finition**

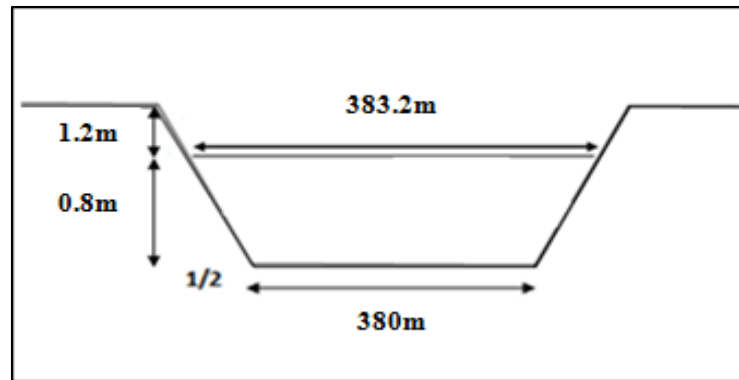
Dans notre cas le bassin de tête a une surface de 3.3 ha , elle est supérieure à 3ha donc :

$$R = 1 + 0.3 \cdot \sqrt{F} = 1 + 0.3 \cdot \sqrt{0.3832} = 1.2 \text{ m}$$

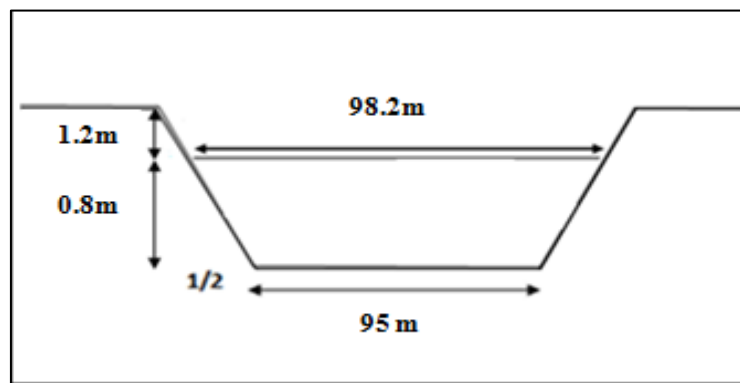
$$R = 1.2 \text{ m}$$

- **Volume du bassin de finition**

Le volume des bassins aérobies sera égal au volume d'une tranchée de 0.8 m de profondeur comme le montrent les deux coupes suivantes :



**Figure VII.4** : coupe longitudinale du bassin de maturation



**Figure VII.5** : coupe transversale du bassin de maturation

$$V_m = \frac{[(380 \times 95) + (383.2 \times 98.2)]}{2} \times 0.8 = 29492.1 \text{ m}^3$$

$V_m = 29492.1 \text{ m}^3$

- **La concentration à la sortie**

La concentration sortante de la DBO<sub>5</sub> est calculée comme suit :

$$L''_0 = L'_0 / (1 + K_t \cdot Tr) \dots\dots\dots \text{VII.25}$$

Avec:

$L''_0$ : concentration finale de la DBO<sub>5</sub> en (mg/l).

$L'_0$ : concentration sortante du bassin anaérobie de la DBO<sub>5</sub> en (mg/l).

$Tr$  = temps de séjour de bassin aérobie et le bassin de finition en (jour),  $Tr = 16 + 10 = 26 \text{ jours}$

$K_T$ : constante de vitesse ( $\text{jr}^{-1}$ ) qui dépend de la nature de l'effluent, elle est donnée dans le tableau suivant :

**Tableau VII.7** : Différentes valeurs de K en fonction de la nature de l'effluent.

| Type d'effluent                      | $\text{Jr}^{-1}$ |
|--------------------------------------|------------------|
| 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      |

Donc :  $0.12 \leq K_t \leq 0.23$  , on prend  $K_t = 0.23$

$$L''_0 = 212.7 / (1 + 0.23 \times 26) = 30.47 \text{ mg/l}$$

$$L''_0 = 30.47 \text{ mg/l}$$

## • Le rendement épuratoire

Le rendement est calcule comme suit :

$$R = (L_0 - L''_0) / L_0 \dots\dots\dots \text{VII.26}$$

Avec :

$R$  : rendement épuratoire de la station.

$L_0$  : concentration entrante de la DBO<sub>5</sub> en (mg/l).

$L'_0$  : concentration sortante de la DBO<sub>5</sub> en (mg/l).

$$\text{D'où : } R = (377.13 - 30.47) / 377.13 = 92 \%$$

$$R = 92 \%$$

**Tableau VII.8 : Récapitulation du dimensionnement de lagunes naturelles**

| Dimensionnement                 | Unité          | Horizon 2035 |
|---------------------------------|----------------|--------------|
| <b>Bassin anaérobie</b>         |                |              |
| Surface                         | m <sup>2</sup> | 6640.72      |
| Nombre des bassins              | u              | 2            |
| Longueur                        | m              | 164          |
| Largeur                         | m              | 41           |
| Hauteur de revanche             | m              | 0.5          |
| Volume de bassin                | m <sup>3</sup> | 10707.74     |
| Temps de séjour                 | jours          | 5            |
| <b>Bassin aérobie</b>           |                |              |
| Surface                         | m <sup>2</sup> | 42573.7      |
| Nombre des bassins              | u              | 2            |
| Longueur                        | m              | 413          |
| Largeur                         | m              | 103.2        |
| Hauteur de revanche             | m              | 1.2          |
| Volume de bassin                | m <sup>3</sup> | 52646.4      |
| Temps de séjour                 | jours          | 16           |
| <b>Bassin de finition</b>       |                |              |
| Surface                         | m <sup>2</sup> | 36081.6      |
| Nombre des bassins              | u              | 2            |
| Longueur                        | m              | 380          |
| Largeur                         | m              | 95           |
| Hauteur de revanche             | m              | 1.2          |
| Volume de bassin                | m <sup>3</sup> | 29492.1      |
| Temps de séjour                 | jours          | 10           |
| La charge organique à la sortie | mg/l           | 30.47        |
| Le rendement                    | %              | 92           |

## Remarque :

Pour assurer la pérennité du traitement, chaque bassin doit pouvoir être « by-passé » aux fins de curage ou d'entretien lourd tel que la refaction de l'étanchéité des bassins.

### VII.4.2) Variante (II) : lagunage aéré

Le traitement par lagunage aéré se compose de deux chaînes montées en parallèles comportant chacune trois bassins en série.

- Bassin d'aération dans lequel est apporté l'oxygène nécessaire à la croissance de la masse bactérienne responsable de la dégradation de charge organique ;
- Bassin de décantation dans lequel les matières décantables (boues) se séparent de l'eau épurée ;
- Bassin de finition dont le rôle est le même que dans le lagunage naturel.

#### VII.4.2.1) Les lagunes d'aération

Le temps de séjours total du lagunage aéré ( $T_r$ ) est moyennement entre (10-30 jrs) et sa profondeur ( $h$ ) est de 2m à 3,5m pour un aérateur de surface.

Le débit ( $Q$ ) des eaux usées étant connu, on fixe un temps de séjours  $T_r$  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.

Application:

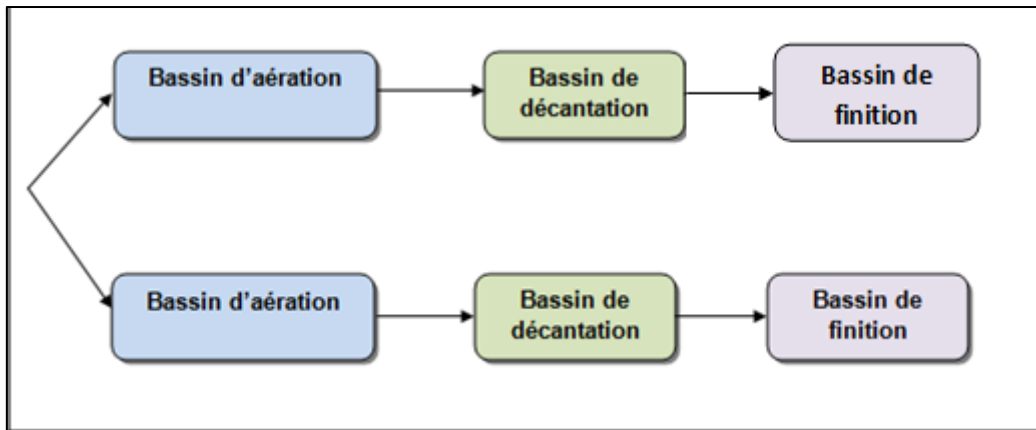
On fixe:  $T_r = 15$  jours ;  $H = 3$  m ;

On a  $Q_{pte,p} = 6705.3 \text{ m}^3/\text{j}$

Donc :

$$V_t = Q_{pte,p} \cdot T_r = 6705.3 \times 15 = \mathbf{100579.5 \text{ m}^3}$$

$$\text{Alors : } S_t = \frac{V_t}{H} = \frac{100579.5}{3} = 33526.5 \text{ m}^2 = \mathbf{3,35 \text{ ha}}$$



**Figure VII.6 :** Schéma global de la répartition de lagunes aérées

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

Soient :  $V_i$ ,  $S_i$  : le volume et la surface élémentaires d'aération.

D'où :

$$V_i = \frac{V_t \times 0,7}{2} = \frac{100579,5 \times 0,7}{2} = 35202,83 \text{ m}^3$$

$$S_i = \frac{S_t \times 0,7}{2} = \frac{33526,5 \times 0,7}{2} = 11734,3 \text{ m}^2 \approx 1,17 \text{ ha}$$

On donc :

$$S = L \times l = 3 \times l^2 \quad \text{D'où} \quad l = \sqrt{\frac{S}{3}} = \sqrt{\frac{11734,3}{3}} = 62,54 \text{ m} \quad \text{on prend :} \quad \boxed{l = 63 \text{ m}}$$

$$\text{Et} \quad L = 3 \times l = 3 \times 63 = 189 \text{ m} \quad \text{donc :} \quad \boxed{L = 189 \text{ m}}$$

## • Calcul de la revanche

C'est le même calcul de la revanche de lagunes naturelles. Dans notre cas, la surface du bassin est de 1,17 ha qui est entre 1 ha et 3 ha, d'où la hauteur de la revanche comprise entre 0,5m et 1m, on prend :

$$\boxed{R=0,8}$$

## CHAPITRE VII : DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'EPURATION

### • Oxygénation requise

On considère que l'élimination de la matière organique exige 1.5 à 2 kg d'O<sub>2</sub>/kg DBO<sub>5</sub> à éliminer. On prend **1.5 kg d'O<sub>2</sub>/kg DBO<sub>5</sub>**, d'où les besoins en O<sub>2</sub> sont :

$$q_{O_2} \text{ (kg O}_2\text{/j)} = C_{DBO_5} \times 1.5 \quad \text{.....VII.27}$$

Avec:

$q_{O_2}$  : besoins en oxygène kg O<sub>2</sub>/j.

$C_{DBO_5}$  : charge initiale de la DBO<sub>5</sub> en kg/j,  $C_{DBO_5} = 518.4 \text{ kg/j}$ .

$$q_{O_2} = 518.4 \times 1.5 = 777.6 \text{ kg O}_2\text{/j}$$

$$q_{O_2} = 777.6 \text{ kg O}_2\text{/j}$$

On choisit 16 heures d'aération par jour pour une bonne élimination de l'azote, donc :

$$q_{O_2} \text{ (kg O}_2\text{/h)} = q_{O_2} \text{ (kg O}_2\text{/j)} / 16 = 777.6 / 16 = 48.6 \text{ kg O}_2\text{/h}$$

### • Calcul des caractéristiques des aérateurs

Calcul des besoins en énergie dans les lagunes d'aérations ( $E_n$ ) ; Les apports spécifiques des aérateurs de surface ont souvent été comprise entre **1 et 2 Kg O<sub>2</sub>/Kwh**.

$$E_n = \frac{q_{O_2}}{E_a} \quad \text{..... VII.28}$$

Avec :

- $E_n$  : puissance de l'aération nécessaire.
- $q_{O_2}$  : besoins en oxygène (KgO<sub>2</sub>/h).
- $E_a$  : quantité d'oxygène par unité de puissance en (KgO<sub>2</sub> /Kwh ).

On prend:  **$E_a = 1 \text{ Kg O}_2 \text{ /Kwh}$** .

Donc:

$$E_n = \frac{48.6}{1.5} = 48.6 \text{ Kw}$$

### • Déterminations du nombre des aérateurs

On a calculé le volume du bassin d'aération égale à:  $V_a = 35202.83 \text{ m}^3$

-la puissance des aérateurs à installer est calculée comme suit :

$$P_{aér} = V_a * P_v \dots\dots\dots \text{VII.29}$$

Avec :

$P_{aér \text{ tot}}$  : puissance des aérateurs à installer en (KW).

$V_a$  : volume du bassin d'aération en ( $\text{m}^3$ ).

$P_v$  : puissance des aérateurs par unité de volume en ( $\text{W}/\text{m}^3$ ).  $P_v = 2 \text{ W}/\text{m}^3$

$$P_{aér \text{ tot}} = V_a * P_v = 35202.83 * 2 = 70405.7 \text{ W} = \mathbf{70.4057 \text{ KW}}$$

$$P_{aér} = \mathbf{70.4057 \text{ KW}}$$

$$N = P_{aér \text{ tot}} / P_{aér} \dots\dots\dots \text{VII.30}$$

Avec :

$N$  : nombre d'aérateurs.

$P_{aér}$  : puissance d'un aérateur en (KW), en prenant des aérateurs de **20KW**

$$\text{Donc : } N = 70.4057 / 20 = 3.52 \approx \mathbf{4 \text{ aérateurs}}$$

On obtient alors **4 aérateurs** par bassin.

### • choix des aérateurs

#### Les systèmes d'aération utilisés dans les installations d'épuration

Les différents systèmes d'aération utilisés de nos jours sur les stations d'épuration peuvent être classés en trois catégories :

- ✓ Aérateurs mécaniques de surface ;
- ✓ Aérateurs à injection d'air ;
- ✓ Aérateurs à base de pompes.

Ces dispositifs ont généralement une double fonction : l'aération mais aussi le brassage du contenu d'un bassin pour maintenir en suspension les microorganismes et permettre les échanges d'oxygène et de matières nutritives entre liquide et bactéries.

Nous allons opter pour des aérateurs de surface.

### ❖ Aérateurs de surface :

Ils sont dominants sur les petites et moyennes installations à boues activées et sur les lagunes, rares sur les très grosses stations d'épuration.

Il s'agit d'appareils qui assurent principalement la dissolution d'oxygène par projection dans l'air de la liqueur à aérer. Interviennent également l'introduction dans la masse liquide des bulles formées lors de la retombée de l'eau projetée et le renouvellement de la surface libre du liquide.

On distingue trois types d'aérateurs de surface :

- La turbine lente ;
- La turbine rapide ;
- La brosse.

### ❖ Turbine rapide

C'est un aérateur à axe vertical et à vitesse rapide. Il est constitué par une hélice généralement placée à l'intérieur d'une cheminée de faible diamètre et entraînée directement par le moteur (entre 700 et 1500 t/mn).

Les turbines rapides sont la plupart du temps montées sur flotteurs.

Elles sont principalement installées sur les lagunes et sur les cuves à niveau variable (en position centrale ou en manège).

### ❖ Les avantages de ces systèmes

- ✓ Un faible coût d'achat.
- ✓ L'absence de projection d'eau et de limitation de taille des bassins.
- ✓ Une bonne capacité de mélange.
- ✓ Portable et génèrent moins de bruit que les autres systèmes.

### ❖ Les inconvénients de ces systèmes

- ✓ Mauvaise aptitude à transférer l'oxygène.
- ✓ Difficultés liées à la conception mécanique

-Notre choix est fixé pour les aérateurs de surface de type turbine rapide car ce système a un faible coût d'achat et génère moins de bruit que les autres systèmes.

### • Elimination de la DBO5

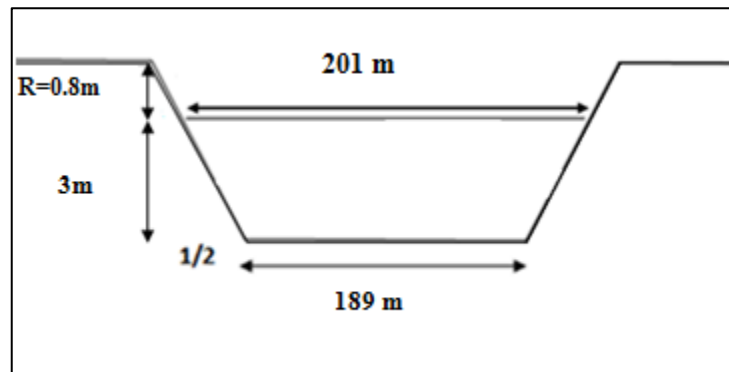
Le dimensionnement des lagunes d'aération est basé sur une relation cinétique du premier ordre, où le taux d'élimination de la DBO est basé sur sa concentration initiale. [22]

$$S_e = \frac{S_0}{\left[1 + \frac{K_T \cdot T_r}{n}\right]^n} \quad \text{..... VII.31}$$

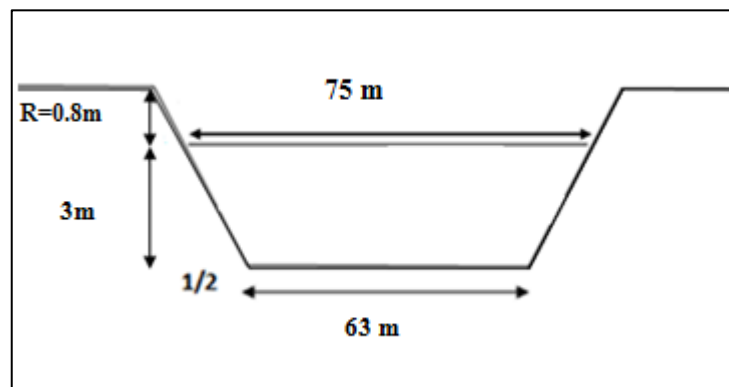
Avec :

- $S_e$  : concentration de la DBO de l'effluent à la sortie du bassin d'aération en (Kg/j)
- $S_0$  : DBO de l'effluent à l'entrée du bassin d'aération en (Kg/j)  $S_0 = 518.4 \text{ Kg/j}$ .
- $K_T$  : constante de dégradation du premier ordre en ( $\text{jour}^{-1}$ ). on prend  $K_T = 0.23$
- $T_r$  : temps de séjours en (jour) ;  $T_r = 15 \text{ jr}$ .
- $n$  : nombre de lagune fonctionnant ( $n=2$ ).

Donc : 
$$S_e = \frac{518.4}{\left[1 + \frac{(0.23) \cdot 15}{2}\right]^2} = 69.81 \text{ Kg/j}$$



**Figure VII.7 :** coupe longitudinale du bassin d'aération



**Figure VII.8 :** coupe transversale du bassin d'aération

## VII.4.2.2) Les lagunes de décantation

On suit la même démarche que pour les lagunes d'aérations, mais avec une hauteur et un temps de séjour plus faible.

On prend:  $Tr' = 5 \text{ jrs}$  ;  $H' = 2 \text{ m}$ ;

On a  $Q_{pte, p} = 6705.3 \text{ m}^3/\text{j}$

Donc :

$$V' = Q \cdot T_r' = 6705.3 \times 5 = 33526.5 \text{ m}^3$$

Alors :

$$S' = V' / H' = 33526.5 / 2 = 16763.25 \text{ m}^2 = 1.68 \text{ ha}$$

## CHAPITRE VII : DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'EPURATION

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

D'où :

$$V'_i = V'/2 = \frac{33526.5}{2} = 16763.25 \text{ m}^3$$

$$S'_i = S'/2 = \frac{16763.25}{2} = 8381.63 \text{ m}^2 \approx 0.84 \text{ ha}$$

On garde le même rapport  $L'/l' = 3$

On aura alors :

$$S = L \times l = 3 \times l^2 \quad \text{D'où} \quad l = \sqrt{\frac{S'_i}{3}} = \sqrt{\frac{8381.63}{3}} = 52.86 \text{ m} \approx 53 \text{ m}$$

$$\text{Et} \quad L = 3 \times l = 3 \times 53 = 159 \text{ m} \quad \text{donc :}$$

$$l = 53 \text{ m}$$

$$L = 159 \text{ m}$$

### • Calcul de la revanche

La superficie d'une lagune de décantation est de 1,5ha, elle est comprise entre 1 et 3ha donc  $0.5\text{m} < R < 1\text{m}$ , on prend la hauteur de la revanche égal à **0.8m**.

### • Elimination de la DBO<sub>5</sub>

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 une loi d'ordre 1<sup>er</sup> (Marais et Shaw) :

$$S'_e = \left[ \frac{S'_0}{1 + K \cdot T'_r} \right] \times F.C \quad \text{..... VII.32}$$

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 F.C utilisées sont entre **1,05 et 1.2** pour notre cas **F.C = 1,1**.

Donc :

$$S'_e = \left[ \frac{69.81}{1 + 0,23 \times 5} \right] \times 1,1 = 35.72 \text{ kg/j}$$

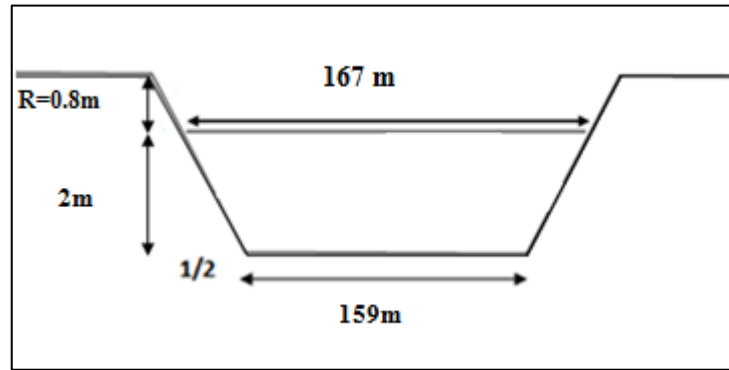


Figure VII.9 : coupe longitudinale du bassin de décantation

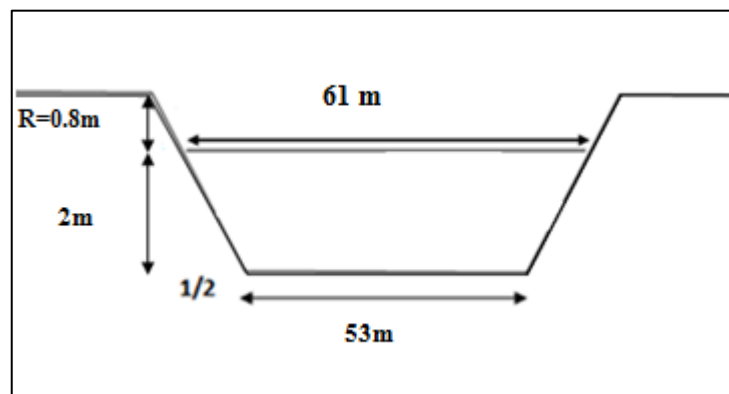


Figure VII.10 : coupe transversale du bassin de décantation

## VII.4.2.3) Bassin de finition

C'est le même calcul que les bassins de décantation , mais avec une hauteur **h=0.8m** et un temps de séjour  $Tr = 2$  jours  $Q_{pte,p} = 6705.3 \text{ m}^3/\text{j}$

$$V_f = Q_{pte,p} \times Tr = 6705.3 \times 2 = 13410.6 \text{ m}^3$$

$$S_f = \frac{V_f}{h} = \frac{13410.6}{0.8} = 16763.25 \text{ m}^2$$

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

D'où :

$$V'_f = \frac{V_f}{2} = \frac{13410.6}{2} = 6705.3 \text{ m}^3$$

$$S'_f = \frac{S_f}{2} = \frac{16763.25}{2} = 8381.63 \text{ m}^2 \approx 0.84 \text{ ha}$$

On garde le même rapport  $L/l = 3$

On aura alors :

$$S'_f = L \times l = 3 \times l^2 \quad \text{D'où} \quad l = \sqrt{\frac{S'_f}{3}} = \sqrt{\frac{8381.63}{3}} = 52.85 \text{ m} \approx 53 \text{ m}$$

$$\text{Et } L = 3 \times l = 3 \times 53 = 159 \text{ m} \quad \text{donc :}$$

$$l = 53 \text{ m}$$

$$L = 159 \text{ m}$$

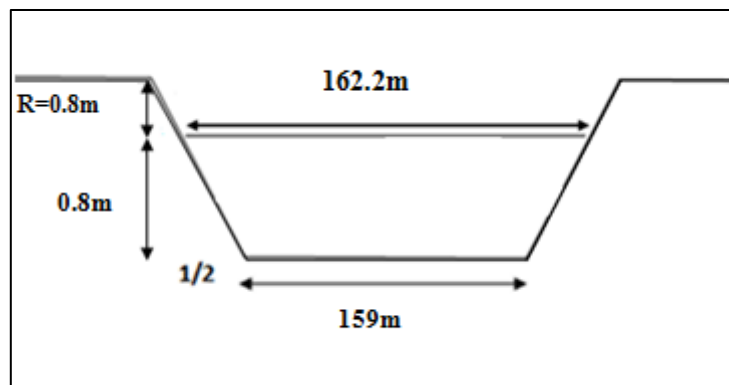


Figure VII.11 : coupe longitudinale du bassin de finition

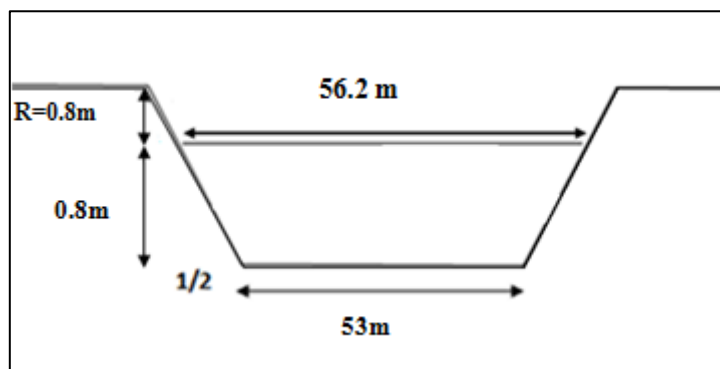


Figure VII.12 : coupe transversale du bassin de finition

- **Elimination de la DBO<sub>5</sub>**

Pour calculer la quantité de DBO<sub>5</sub> à la sortie de bassin de finition , on utilise la formule suivante :

$$S'_e = \left[ \frac{S_0'}{1 + K \cdot T_r'} \right] \dots\dots\dots \text{VII.33}$$

Avec :

- $S_e'$  : charge de la DBO<sub>5</sub> à la sortie des lagunes de finition en (kg/j).
- $S_0'$  : charge de la DBO<sub>5</sub> à l'entrée des lagunes de finition en (kg/j).
- $T_r$  : temps de séjour des bassins de finition en (jour).

Donc :

$$S'_e = \left[ \frac{35.72}{1+0,23 \times 2} \right] = 24.5 \text{ kg/j} = 4 \text{ mg/l}$$

- **Calcul du rendement**

Le rendement  $R = (S_0 - S''_0)/S_0 = (518.4 - 24.5)/518.4 = 95.3 \%$

$S_0$  = la charge de DBO initiale en (Kg/j).

$S''_0$  = la charge de DBO<sub>5</sub> finale en (Kg/j).

**Tableau VII.9 : Récapitulation du dimensionnement de lagunes aérées**

| Dimensionnement                 | Unité          | Horizon 2035 |
|---------------------------------|----------------|--------------|
| <b>Lagune d'aération</b>        |                |              |
| Surface                         | ha             | 1.17         |
| Nombre des bassins              | u              | 2            |
| Longueur                        | m              | 189          |
| Largeur                         | m              | 63           |
| Hauteur de revanche             | m              | 0.8          |
| Volume de bassin                | m <sup>3</sup> | 35202.83     |
| Temps de séjour                 | jours          | 15           |
| <b>Lagune de décantation</b>    |                |              |
| Surface                         | ha             | 0.84         |
| Nombre des bassins              | u              | 2            |
| Longueur                        | m              | 159          |
| Largeur                         | m              | 53           |
| Hauteur de revanche             | m              | 0.8          |
| Volume de bassin                | m <sup>3</sup> | 16763.25     |
| Temps de séjour                 | jours          | 5            |
| <b>Lagune de finition</b>       |                |              |
| Surface                         | ha             | 0.84         |
| Nombre des bassins              | u              | 2            |
| Longueur                        | m              | 159          |
| Largeur                         | m              | 53           |
| Hauteur de revanche             | m              | 0.8          |
| Volume de bassin                | m <sup>3</sup> | 6705.3       |
| Temps de séjour                 | jours          | 2            |
| La charge organique à la sortie | mg/l           | 4            |
| Le rendement                    | %              | 95.3         |

## VII.5) Calcul hydraulique

### VII.5.1) Déversoir d'orage

Le fonctionnement de cet ouvrage en système unitaire est d'effectuer le déversement dans le milieu naturel des débits d'orage et de ne dériver vers la station que les débits des eaux usées en temps sec ou bien diluées. La partie déversante est acheminée vers l'oued DJEDDI,

Le débit de pointe de temps de pluie :  $Q_{pte,p} = 6705.3 \text{ m}^3/\text{j} = 0.078 \text{ m}^3/\text{s}$

## CHAPITRE VII : DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'EPURATION

Le collecteur principale véhiculera un débit de :

$$Q_{\text{total d'eau usée}} = 56160 \text{ m}^3/\text{j} = 0.65 \text{ m}^3/\text{s}$$

- **A l'amont du déversoir**

On calcule le diamètre du collecteur qui véhiculera le débit total en 2035 :

$$Q_{\text{total d'eau usée}} = 0.65 \text{ m}^3/\text{s}, \quad I = 2\%$$

-D'après l'abaque de Bazin (01) :

$$D_e = 800 \text{ mm (diamètre à l'entrée du déversoir)}$$

$$Q_{ps} = 1.25 \text{ m}^3/\text{s (débit à pleine section)}$$

$$V_{ps} = 2.5 \text{ m/s (vitesse à pleine section)}$$

-Et d'après l'abaque de Bazin (2) :

$$r_Q = Q_{\text{tot}} / Q_{ps} = 0.65 / 1.25 = 0.52 \rightarrow r_H = 0.51 \rightarrow r_V = 1.02$$

$$r_H = H_e / D_e \rightarrow H_e = r_H \times D_e = 0.51 \times 0.8 = 0.41 \text{ m}$$

$$r_V = V / V_{ps} \rightarrow V = r_V \times V_{ps} = 1.02 \times 2.5 = 2.55 \text{ m/s}$$

$r_Q$  = rapport des débits.

$r_H$  = hauteur de remplissage

- **A l'aval du déversoir**

$$Q_{\text{pte,p}} = 0.078 \text{ m}^3/\text{s}, \quad I = 3\%$$

D'après l'abaque de Bazin (01) :

$$D_{\text{step}} = 300 \text{ mm}, \quad Q_{ps} = 0.14 \text{ m}^3/\text{s}, \quad V_{ps} = 1.48 \text{ m/s}$$

Et d'après l'autre abaque de Bazin (2)

$$r_Q = Q_{\text{step}} / Q_{ps} = 0.078 / 0.14 = 0.56 \rightarrow r_H = 0.54 \text{ et } r_V = 1.02 ;$$

$$r_H = H_{\text{step}} / D_{\text{step}} \rightarrow H_{\text{step}} = r_H \times D_{\text{step}} = 0.54 \times 0.3 = 0.162 \text{ m}$$

$$r_V = V / V_{ps} \rightarrow V = r_V \times V_{ps} = 1.02 \times 1.48 = 1.51 \text{ m/s}$$

## CHAPITRE VII : DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'EPURATION

Le débit déversé par le déversoir d'orage est :  $Q_d = Q_{\text{tot}} - Q_{\text{pte,p}} = 0.65 - 0.078 = 0.572 \text{ m}^3/\text{s}$

- **Dimensionnement du déversoir d'orage**

La hauteur d'entrée  $H_e = 410 \text{ mm}$

La hauteur de sortie  $H_s = 162 \text{ mm}$

La lame d'eau déversée  $H_d = (H_e - H_s)/2 = (410 - 162)/2 = 124 \text{ mm}$

On a la formule suivante :

$$Q_d = \frac{2}{3} \times m \times L \times H_d^{3/2} \times \sqrt{2g} \quad \dots\dots\dots \text{VII.34}$$

$m$  : coefficient de débit dépend de la forme du seuil et varie également suivant la hauteur de la lame d'eau déversée pour les crêtes minces  **$m=0.6$** .

$g$  : l'accélération de la pesanteur  $\text{m}^2/\text{s}$ .

$L$  : largeur du déversoir (m).

$H_d$  : lame d'eau déversée (m).

$Q_d$  : débit déversé ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).

Donc la largeur du seuil déversant sera :

$$L = (3 \times Q_d) / (2 \times m \times H_d^{3/2} \times \sqrt{2 \times g}) = (3 \times 0.572) / (2 \times 0.6 \times (0.124)^{3/2} \times \sqrt{2 \times 9.81}) = 7.4 \text{ m}$$

Donc on doit choisir un déversoir latérale

- **Dimensionnement de la conduite de fuite**

C'est une conduite qui sert à évacuer l'eau de pluie rejetée par le déversoir d'orage vers l'oued ainsi pour avoir un bon écoulement, cette conduite doit être en béton.

$$Q_d = 0.572 \text{ m}^3/\text{s} ; I = 3\%$$

-D'après l'abaque de Bazin (01) on aura :

$$D_d = 600 \text{ mm} , Q_{ps} = 0.7 \text{ m}^3/\text{s} , V_{ps} = 2.4 \text{ m/s}$$

Donc :  $r_Q = Q_d / Q_{ps} = 0.572 / 0.7 = 0.82$

-D'après l'abaque de Bazin (2) on aura :

$r_H = 0.68$  ,  $r_V = 1.11$  , donc :  $H = 0.41$  m ,  $V = 2.66$  m/s

### VII.5.2) Dimensionnement des conduites

L'écoulement dans les conduites entre les ouvrages de la station d'épuration est un écoulement en charge, donc on doit utiliser la formule de Hazen-Williams

L'équation de Hazen-Williams est une relation empirique utilisée en hydraulique pour calculer les pertes de charge dues à la rugosité des conduites. À la différence de la formule de Poiseuille, limitée aux écoulements à très faible vitesse dans des conduites de petit diamètre, elle permet de décrire les écoulements turbulents de l'eau avec une relative précision.

Elle est définie par l'expression suivante :

$$Q = 0.849 \times C \times A \times R_h^{0.63} J^{0.54} \dots\dots\dots \text{VII.35}$$

dans laquelle :

- $Q$  : est le débit volumique dans la conduite, exprimé en  $\text{m}^3/\text{s}$
- $C$  : est le coefficient de rugosité de Hazen-Williams du matériau constituant la conduite, nombre sans dimension dont quelques valeurs sont données dans le tableau suivant :

**Tableau VII.10 : Les valeurs de coefficient de rugosité**

| Coefficient de rugosité | Valeur |
|-------------------------|--------|
| Acier                   | 120    |
| Béton, brique           | 100    |
| Bois                    | 120    |
| Cuivre                  | 150    |
| Étain                   | 130    |
| Fonte                   | 100    |
| Matière plastique, PVC  | 150    |
| Plomb                   | 130    |
| Verre                   | 140    |

Dans notre cas les conduites sont en béton armé donc  $C = 100$

- $A$  est l'aire de la section de conduite, exprimée en  $\text{m}^2$
- $R_h$  est le rayon hydraulique de la conduite exprimé en m,  $R_h = 4A/P$

## CHAPITRE VII : DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'EPURATION

P : est le périmètre mouillé de la section de conduite en (m)

pour un tube de section circulaire de diamètre D, on retrouve :

$$R_h = (4 \times \pi \times D^2 / 4) / \pi \times D = D$$

- J est le gradient d'énergie hydraulique, défini par  $h_{\text{amont}} - h_{\text{aval}} / L$  avec h la charge exprimée en mètre, et L la longueur de la conduite en mètre. J est donc un nombre sans dimension.

### -Conduite de liaison entre le dégrilleur et le dessableur

Elle a comme les dimensions suivantes :

$$Q = 0.078 \text{ m}^3/\text{s} ; I = 0.5\%$$

$$\text{D'après la formule de Hazen} \rightarrow D = 400 \text{ mm} \rightarrow A = \pi \times (0.4^2) / 4 = 0.13 \text{ m}^2$$

$$V = Q / A = 0.078 / 0.13 = 0.6 \text{ m/s} ;$$

### -Conduite de liaison entre le dessableur et le répartiteur

$$Q = 0.078 \text{ m}^3/\text{s} ; I = 0.3\%$$

$$\text{La formule de Hazen} \rightarrow D = 400 \text{ mm}, A = 0.13 \text{ m}^2$$

$$V = 0.078 / 0.13 = 0.6 \text{ m/s}$$

- Variante (I) : Lagunage naturel

### -Conduite de liaison entre le répartiteur et le bassin anaérobie 1

$$Q = 0.04 \text{ m}^3/\text{s} ; I = 0.3 \%$$

$$\text{D'après la formule de Hazen : } D = 300 \text{ mm}, A = 0.07 \text{ m}^2 \rightarrow V = 0.04 / 0.07 = 0.6 \text{ m/s}$$

### -Conduite de liaison entre le répartiteur et le bassin anaérobie 2

$$Q = 0.04 \text{ m}^3/\text{s} ; I = 0.3 \%$$

$$\text{D'après la formule de Hazen : } D = 300, A = 0.07 \text{ m}^2 \rightarrow V = 0.04 / 0.07 = 0.6 \text{ m/s}$$

### -Conduite de liaison entre le bassin anaérobie 1 et le bassin aérobie 1

$$Q = 0.04 \text{ m}^3/\text{s} ; I = 0.3 \%$$

## CHAPITRE VII : DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'EPURATION

D'après la formule de Hazen :  $D = 300$ ,  $A = 0.07 \text{ m}^2 \rightarrow V = 0.04/0.07 = 0.6 \text{ m/s}$

### -Conduite de liaison entre le bassin anaérobie 2 et le bassin aérobie 2

$Q = 0.04 \text{ m}^3/\text{s}$  ;  $I = 0.3 \%$

D'après la formule de Hazen :  $D = 300$ ,  $A = 0.07 \text{ m}^2 \rightarrow V = 0.04/0.07 = 0.6 \text{ m/s}$

### -Conduite de liaison entre le bassin aérobie 1 et le bassin de finition 1

$Q = 0.03 \text{ m}^3/\text{s}$  ;  $I = 0.3 \%$

D'après la formule de Hazen :  $D = 250 \text{ mm}$ ,  $A = 0.05 \text{ m}^2 \rightarrow V = 0.03/0.05 = 0.6 \text{ m/s}$

### -Conduite de liaison entre le bassin aérobie 2 et le bassin de finition 2

$Q = 0.03 \text{ m}^3/\text{s}$  ;  $I = 0.8 \%$

D'après l'abaque 1 :  $D = 250 \text{ mm}$ ,  $A = 0.05 \text{ m}^2 \rightarrow V = 0.03/0.05 = 0.6 \text{ m/s}$

### -Conduite vers le rejet final

Le rejet final se fait au niveau d'Oued DJEDDI, la conduite véhiculant le débit épuré est de caractéristiques suivantes :

$Q = 0.06 \text{ m}^3/\text{s}$  ;  $I = 0.6\%$

D'après l'abaque 1 :  $D = 400 \text{ mm}$ ,  $Q_{ps} = 0.102 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $V_{ps} = 0.84 \text{ m/s}$

D'après l'abaque 2:

$r_Q = 0.59$

$r_H = 0.55 \rightarrow H = 0.22 \text{ m}$

$r_V = 1.02 \rightarrow V = 0.86 \text{ m/s}$

- Variante (II) : Lagunage aéré

### -Conduite de liaison entre le répartiteur et le bassin d'aération 1

$Q = 0.04 \text{ m}^3/\text{s}$  ;  $I = 0.3 \%$

D'après la formule de Hazen:  $D = 300 \text{ mm}$ ,  $A = 0.07 \text{ m}^2 \rightarrow V = 0.04/0.07 = 0.6 \text{ m/s}$

### -Conduite de liaison entre le répartiteur et le bassin d'aération 2

$$Q = 0.04 \text{ m}^3/\text{s} ; I = 0.3 \%$$

$$\text{D'après la formule de Hazen : } D = 300 \text{ mm, } A = 0.07 \text{ m}^2 \rightarrow V = 0.04/0.07 = 0.6 \text{ m/s}$$

### -Conduite de liaison entre le bassin d'aération 1 et le bassin de décantation 1

$$Q = 0.04 \text{ m}^3/\text{s} ; I = 0.3 \%$$

$$\text{D'après la formule de Hazen : } D = 300 \text{ mm, } A = 0.07 \text{ m}^2 \rightarrow V = 0.04/0.07 = 0.6 \text{ m/s}$$

### -Conduite de liaison entre le bassin d'aération 2 et le bassin de décantation 2

$$Q = 0.04 \text{ m}^3/\text{s} ; I = 0.6 \%$$

$$\text{D'après la formule de Hazen : } D = 300 \text{ mm, } A = 0.07 \text{ m}^2 \rightarrow V = 0.04/0.07 = 0.6 \text{ m/s}$$

### -Conduite de liaison entre le bassin de décantation 1 et le bassin de finition 1

$$Q = 0.04 \text{ m}^3/\text{s} ; I = 0.3 \%$$

$$\text{D'après la formule de Hazen : } D = 300 \text{ mm, } A = 0.07 \text{ m}^2 \rightarrow V = 0.04/0.07 = 0.6 \text{ m/s}$$

### -Conduite de liaison entre le bassin de décantation 2 et le bassin de finition 2

$$Q = 0.04 \text{ m}^3/\text{s} ; I = 0.4 \%$$

$$\text{D'après la formule de Hazen : } D = 300 \text{ mm, } A = 0.07 \text{ m}^2 \rightarrow V = 0.04/0.07 = 0.6 \text{ m/s}$$

### -Conduite vers le rejet final

Le rejet final se fait au niveau d'Oued DJEDDI, la conduite véhiculant le débit épuré est de caractéristiques suivantes :

$$Q = 0.04 \text{ m}^3/\text{s} ; I = 0.6 \%$$

$$\text{D'après l'abaque 1: } D = 400 \text{ mm, } Q_{ps} = 0.102 \text{ m}^3/\text{s, } V_{ps} = 0.84 \text{ m/s}$$

D'après l'abaque 2 :

$$r_Q = 0.4$$

$$r_H = 0.42 \rightarrow H = 0.17 \text{ m}$$

$$r_v = 0.92 \rightarrow V = 0.77 \text{ m/s}$$

### VII.6) Profil hydraulique

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

#### VII.6.1) Calculs des cotes piézométriques des différents ouvrages

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

$$P_1/W + V_1^2/2g + Z_1 = P_2/W + V_2^2/2g + Z_2 + \Delta H_{1-2} \quad \text{.....VII.35}$$

Avec:

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

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

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

$\Delta H_{1-2}$ : pertes de charge dans le tronçon (1-2), tel que :

$$\Delta H_{1-2} = \Delta H_L + \Delta H_S$$

$\Delta H_L$ : perte de charge linéaire en (m)

$\Delta H_S$ : perte de charge singulière en (m)  $\Delta H_S = 0.15 * \Delta H_L$  donc :  $\Delta H_{1-2} = 1.15 * \Delta H_L$

$$\Delta H_L = \frac{8 \times \lambda \times L_{1-2} \times Q^2}{g \times \pi^2 \times D^5} \quad \text{..... VII.36}$$

Pour cela on doit connaître les paramètres suivants :

- Les longueurs des conduites (qui peuvent être déduites du schéma d'implantation donc peuvent être calculées).
- Les diamètres des conduites.
- Le débit qui est connu.
- La nature du matériau : on utilisera le béton.

## CHAPITRE VII : DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'EPURATION

Q : débit de l'effluent ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).

$L_{1.2}$  : longueur du tronçon 1-2 (m).

D : diamètre du tronçon 1-2 (m).

$\lambda$  : coefficient de perte de charge , tel que :

$\lambda = [1.14 - 0.86 \ln(\frac{\varepsilon}{D})]^{-2}$  ; dans notre cas on a les conduites en béton donc on prend  $\varepsilon = 1\text{mm}$ .

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

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

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

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

$C_{p1} = H_1 + Z_1$  : cote piézométrique au point (1).

$C_{p2} = H_2 + Z_2$  : cote piézométrique au point (2).

$C_{p1} = C_{p2} + \Delta H_{1-2}$

- **Calcul des pertes de charge**

### **-Conduite entre dégrilleur-dessableur**

D = 400 mm ; L = 4 m ; Q = 0.078  $\text{m}^3/\text{s}$  ; donc :  $\lambda = [1.14 - 0.86 \ln(1/400)]^{-2} = 0.025$

$$\Delta H_{\text{tot}} = \Delta H_{\text{conduite}} + \Delta H_{\text{dégrilleur}} = 1.15 * \frac{8 \times 0.025 \times 4 \times 0.078^2}{9.81 \times 3.14^2 \times 0.4^5} + 0.05 = 0.006 + 0.05 = \mathbf{0.056\text{m}}$$

$$\Delta H_{\text{tot}} = \mathbf{0.056\text{ m}}$$

### **-Conduite entre dessableur- répartiteur**

D<sub>1</sub> = 400 mm ; L<sub>1</sub> = 5.95 m ; Q<sub>1</sub> = 0.078  $\text{m}^3/\text{s}$  ; donc :  $\lambda_1 = [1.14 - 0.86 \ln(1/400)]^{-2} = 0.025$

$$\Delta H_{\text{tot}} = 1.15 * 0.002 = \mathbf{0.0023\text{m}}$$

## • Variante (I) : Lagunage naturel

### -Conduite entre répartiteur-bassin anaérobie 1

$$D_2 = 300 \text{ mm} ; L_2 = 43.5 \text{ m} ; Q_2 = 0.04 \text{ m}^3/\text{s} ; \text{ donc : } \lambda_2 = [1.14 - 0.86 \cdot \ln(1/300)]^{-2} = 0.027$$

$$\Delta H_{\text{tot}} = 1.15 \times 0.014 = \mathbf{0.0161 \text{ m}}$$

### -Conduite entre répartiteur-bassin anaérobie 2

$$D_2 = 300 \text{ mm} ; L_2 = 61 \text{ m} ; Q_2 = 0.04 \text{ m}^3/\text{s} ; \text{ donc : } \lambda_2 = [1.14 - 0.86 \cdot \ln(1/300)]^{-2} = 0.027$$

$$\Delta H_{\text{tot}} = 1.15 \times 0.02 = \mathbf{0.023 \text{ m}}$$

### -Conduite entre bassin anaérobie 1-bassin aéré 1

$$D_2 = 300 \text{ mm} ; L_2 = 43.5 \text{ m} ; Q_2 = 0.04 \text{ m}^3/\text{s} ; \text{ donc : } \lambda_2 = [1.14 - 0.86 \cdot \ln(1/300)]^{-2} = 0.027$$

$$\Delta H_{\text{tot}} = 1.15 \times 0.014 = \mathbf{0.0161 \text{ m}}$$

### -Conduite entre bassin anaérobie 2-bassin aéré 2

$$D_2 = 300 \text{ mm} ; L_2 = 61 \text{ m} ; Q_2 = 0.04 \text{ m}^3/\text{s} ; \text{ donc : } \lambda_2 = [1.14 - 0.86 \cdot \ln(1/300)]^{-2} = 0.027$$

$$\Delta H_{\text{tot}} = 1.15 \times 0.02 = \mathbf{0.023 \text{ m}}$$

### -Conduite entre bassin aéré 1-bassin de finition 1

$$D = 250 \text{ mm} ; L = 24.6 \text{ m} ; Q = 0.03 \text{ m}^3/\text{s} ; \text{ donc : } \lambda = [1.14 - 0.86 \cdot \ln(1/250)]^{-2} = 0.027$$

$$\Delta H_{\text{tot}} = 1.15 \times \frac{8 \times 0.024 \times 24.6 \times 0.03^2}{9.81 \times 3.14^2 \times 0.4^5} = \mathbf{0.005 \text{ m}}$$

### -Conduite entre bassin aéré 2-bassin de finition 2

$$D = 250 \text{ mm} ; L = 24.6 \text{ m} ; Q = 0.03 \text{ m}^3/\text{s} ; \text{ donc : } \lambda = [1.14 - 0.86 \cdot \ln(1/250)]^{-2} = 0.027$$

$$\Delta H_{\text{tot}} = 1.15 \times \frac{8 \times 0.027 \times 24.6 \times 0.03^2}{9.81 \times 3.14^2 \times 0.3^5} = \mathbf{0.023 \text{ m}}$$

### -Conduite bassin de finition 1 – milieu récepteur

$$Q_1 = 0.03 \text{ m}^3/\text{s} ; D_1 = 400 \text{ mm} ; L_1 = 129.7 \text{ m} ; \lambda_1 = [1.14 - 0.86 \cdot \ln(1/400)]^{-2} = 0.025$$

$$\Delta H_{\text{tot}} = 1.15 * \frac{8 \times 0.025 \times 129.7 \times 0.03^2}{9.81 \times 3.14^2 \times 0.4^5} = \mathbf{0.03m}$$

**-Conduite bassin de finition 2 – milieu récepteur**

$$Q_1 = 0.03 \text{ m}^3/\text{s} ; D_1 = 400 \text{ mm} ; L_1 = 77.1 \text{ m} : \lambda_1 = [1.14 - 0.86 \cdot \ln(1/400)]^{-2} = 0.025$$

$$\Delta H_{\text{tot}} = 1.15 * \frac{8 \times 0.025 \times 77.1 \times 0.03^2}{9.81 \times 3.14^2 \times 0.4^5} = \mathbf{0.016m}$$

- **variante (II): lagunage aéré**

**-Conduite entre répartiteur-bassin d'aération 1**

$$D_2 = 300 \text{ mm} ; L_2 = 43.5 \text{ m} ; Q_2 = 0.04 \text{ m}^3/\text{s} ; \text{ donc : } \lambda_2 = [1.14 - 0.86 \cdot \ln(1/400)]^{-2} = 0.027$$

$$\Delta H_{\text{tot}} = 1.15 \times +0.014 = \mathbf{0.0161m}$$

**-Conduite entre répartiteur-bassin d'aération 2**

$$D_2 = 300 \text{ mm} ; L_2 = 61 \text{ m} ; Q_2 = 0.04 \text{ m}^3/\text{s} ; \text{ donc : } \lambda_2 = [1.14 - 0.86 \cdot \ln(1/300)]^{-2} = 0.027$$

$$\Delta H_{\text{tot}} = 1.15 + 0.02 = \mathbf{0.023 m}$$

**-Conduite entre bassin d'aération 1-bassin de décantation1**

$$D = 300 \text{ mm} ; L = 17 \text{ m} ; Q = 0.04 \text{ m}^3/\text{s} ; \text{ donc : } \lambda = [1.14 - 0.86 \cdot \ln(1/400)]^{-2} = 0.027$$

$$\Delta H_{\text{tot}} = 1.15 * \frac{8 \times 0.025 \times 17 \times 0.04^2}{9.81 \times 3.14^2 \times 0.4^5} = \mathbf{0.006m}$$

**-Conduite entre bassin d'aération 2-bassin de décantation 2**

$$D = 300 \text{ mm} ; L = 18.4 \text{ m} ; Q = 0.04 \text{ m}^3/\text{s} ; \text{ donc : } \lambda = [1.14 - 0.86 \cdot \ln(1/400)]^{-2} = 0.027$$

$$\Delta H_{\text{tot}} = 1.15 * \frac{8 \times 0.025 \times 18.4 \times 0.04^2}{9.81 \times 3.14^2 \times 0.4^5} = \mathbf{0.0068 m}$$

**-Conduite entre bassin de décantation 1-bassin de finition 1**

$$D = 300 \text{ mm} ; L = 20.5 \text{ m} ; Q = 0.04 \text{ m}^3/\text{s} ; \text{ donc : } \lambda = [1.14 - 0.86 \cdot \ln(1/400)]^{-2} = 0.027$$

$$\Delta H_{\text{tot}} = 1.15 * \frac{8 \times 0.025 \times 20.5 \times 0.04^2}{9.81 \times 3.14^2 \times 0.4^5} = \mathbf{0.0076 m}$$

**-Conduite entre bassin de décantation 2-bassin de finition 2**

## CHAPITRE VII : DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'EPURATION

$D = 300 \text{ mm}$  ;  $L = 29 \text{ m}$  ;  $Q = 0.04 \text{ m}^3/\text{s}$  ; donc :  $\lambda = [1.14 - 0.86 \cdot \ln(1/400)]^{-2} = 0.027$

$$\Delta H_{\text{tot}} = 1.15 \cdot \frac{8 \times 0.025 \times 29 \times 0.04^2}{9.81 \times 3.14^2 \times 0.4^5} = \mathbf{0.011 \text{ m}}$$

**-Conduite bassin de finition 1 – milieu récepteur**

$Q_1 = 0.04 \text{ m}^3/\text{s}$  ;  $D_1 = 400 \text{ mm}$  ;  $L_1 = 200.64 \text{ m}$  :  $\lambda_1 = [1.14 - 0.86 \cdot \ln(1/400)]^{-2} = 0.025$

$$\Delta H_{\text{tot}} = 1.15 \cdot \frac{8 \times 0.025 \times 200.64 \times 0.04^2}{9.81 \times 3.14^2 \times 0.4^5} = \mathbf{0.075 \text{ m}}$$

**-Conduite bassin de finition 2 – milieu récepteur**

$Q_1 = 0.04 \text{ m}^3/\text{s}$  ;  $D_1 = 400 \text{ mm}$  ;  $L_1 = 105.6 \text{ m}$  :  $\lambda_1 = [1.14 - 0.86 \cdot \ln(1/400)]^{-2} = 0.025$

$$\Delta H_{\text{tot}} = 1.15 \cdot \frac{8 \times 0.025 \times 105.6 \times 0.04^2}{9.81 \times 3.14^2 \times 0.4^5} = \mathbf{0.039 \text{ m}}$$

On impose une cote de radier du dégrilleur qui est : **42.83 m**

**Tableau VII.11:** Les caractéristiques des différents ouvrages de la station par lagunage naturel

| Les ouvrages         | Cote terrain naturel (m) | Cote de radier (m) | Hauteur d'eau (m) | Cote Piézométrique (m) |
|----------------------|--------------------------|--------------------|-------------------|------------------------|
| Dégrilleur           | 43.13                    | 42.83              | 1.00              | 43.83                  |
| Dessableur           | 43.08                    | 41.77              | 1.00              | 42.77                  |
| Répartiteur          | 43                       | 42.5               | 0.27              | 42.77                  |
| Bassin anaérobie 1   | 42.3                     | 41.35              | 1.40              | 42.75                  |
| Bassin aérobie 1     | 42.15                    | 41.53              | 1.20              | 42.74                  |
| Bassin de finition 1 | 42                       | 41.92              | 0.8               | 42.72                  |
| Bassin anaérobie 2   | 42.4                     | 41.35              | 1.40              | 42.74                  |
| Bassin aérobie 2     | 41.98                    | 41.92              | 1.20              | 42.72                  |
| Bassin de finition 2 | 41.9                     | 41.53              | 0.8               | 42.33                  |

**Tableau VII.12:** Les caractéristiques des différentes ouvrages de la station par lagunage aéré

| Les ouvrages        | Cote terrain naturel (m) | Cote de radier (m) | Hauteur d'eau (m) | Cote Piézométrique (m) |
|---------------------|--------------------------|--------------------|-------------------|------------------------|
| Dégrilleur          | 43.13                    | 42.83              | 1.00              | 43.83                  |
| Dessableur          | 43.08                    | 41.77              | 1.00              | 42.77                  |
| Répartiteur         | 43.03                    | 42.5               | 0.27              | 42.77                  |
| Bassin primaire 1   | 42.6                     | 39.75              | 3                 | 42.75                  |
| Bassin secondaire 1 | 42.25                    | 40.74              | 2                 | 42.74                  |
| Bassin tertiaire 1  | 42.2                     | 41.93              | 0.8               | 42.73                  |
| Bassin primaire 2   | 42.52                    | 39.74              | 3                 | 42.74                  |
| Bassin secondaire 2 | 42.15                    | 40.73              | 2                 | 42.73                  |
| Bassin tertiaire 2  | 41.97                    | 41.92              | 0.8               | 42.72                  |

### VII.7) Production des boues

Comparativement au procédé d'épuration à boue activée, le lagunage aéré conduit à une production importante de boues issues de la décantation et qui est directement liée à la charge de l'effluent en DBO<sub>5</sub> et en MES à l'entrée. Cependant, le curage de ces boues ne se fait pas quotidiennement mais pendant une durée de fonctionnement dépendant de l'emplacement des lagunes :

- ✓ Tous les 1 à 3 ans pour une lagune de décantation en tête.
- ✓ De 10 à 15 ans de fonctionnement sur le premier bassin aéré
- ✓ Tous les 20 ans sur les bassins suivants.

#### Remarque

D'une manière générale, la lagune de décantation est vidangée chaque fois que la tranchée d'eau est inférieure à 1m.

### VII.8) Conclusion

D'après la comparaison technique entre ces deux procédés, le lagunage aéré nous donne des bons résultats de traitement par rapport au lagunage naturel. En effet les rendements d'épuration sont respectivement 95.3% et 92% pour le lagunage aéré et le lagunage naturel ainsi que la surface totale est estimée à 5.7 ha pour les lagunes aérées et 17ha pour les lagunes naturelles donc le lagunage aéré nécessite une faible emprise au sol par rapport au lagunage naturel.

### CHAPITRE VIII : ETUDE ECONOMIQUE

#### VIII.1) Introduction :

Après avoir terminé d'établir les différentes chaînes de traitement d'eau usée, on doit faire une évaluation économique afin d'avoir une décision finale du choix de la variante la plus économique.

Pour qu'on puisse avoir cette décision on doit faire des calculs économiques des deux variantes précédemment étudiées qui sont le lagunage naturel et le lagunage aéré.

Le coût estimatif du projet est rétabli sur la base du coût du mètre cube ( $m^3$ ) d'eau épurée par la station.

Ce coût est composé de :

- Coût d'investissement ;
- Coût de fonctionnement.

##### VIII.1.1) Coût d'investissement

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

$$C_{ti} = C_{gc} + C_{eq} + C_{vrd} \dots\dots\dots \text{VIII.1}$$

##### VIII.1.2) Coût de fonctionnement

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

#### VIII.2) Coût de la variante (I) : lagunage naturel

##### VIII.2.1) Coût d'investissement

###### VIII.2.1.1) Coût de terrassement

L'épaisseur de la couche végétale sera estimée à **20 cm**

Le prix du mètre cube de terrassement sera évalué à **400 DA**.

## CHAPITRE VIII : ETUDE ECONOMIQUE

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

$$V = 0,2 * Sh_i$$

$Sh_i$  : Surface horizontale de l'ouvrage considéré.

Le coût d'un ouvrage sera donc :

$$C = 400 * V$$

V : Volume de terrassement de l'ouvrage considéré.

**Tableau VIII.1** : Le coût de terrassement de chaque ouvrage

| Ouvrages            | Nombre             | Volume (m <sup>3</sup> ) | Coût (DA) |
|---------------------|--------------------|--------------------------|-----------|
| -dégrilleur         | 1                  | 10.5                     | 4200      |
| -dessableur         | 1                  | 4.25                     | 1700      |
| -Bassin anaérobie   | 2                  | 2656.3                   | 1062520   |
| -Bassin aérobie     | 2                  | 17029.5                  | 6811800   |
| -Bassin de finition | 2                  | 14432.64                 | 5773056   |
| <b>Totale</b>       | <b>13653276 DA</b> |                          |           |

Donc le coût total du terrassement est : **C<sub>t</sub> = 13653276 DA**

### VIII.2.1.2) Coût d'excavation

Le cout d'excavation et la décharge revient actuellement à **500 DA/m<sup>3</sup>**

**Tableau VIII.2** : Le coût d'excavation de chaque ouvrage

| Ouvrages            | Nombre               | Volume (m <sup>3</sup> ) | Coût (DA) |
|---------------------|----------------------|--------------------------|-----------|
| -dégrilleur         | 1                    | 10.77                    | 5385      |
| -dessableur         | 1                    | 6.4                      | 3187.5    |
| -Bassin anaérobie   | 2                    | 21415.5                  | 10707750  |
| -Décanteur aérobie  | 2                    | 105293                   | 52646500  |
| -Bassin de finition | 2                    | 58984.2                  | 29492100  |
| <b>Totale</b>       | <b>92854922.5 DA</b> |                          |           |

Donc le coût total d'excavation est : **C<sub>ex</sub> = 92854922.5 DA**

### VIII.2.1.3) Coût de la géo-membrane

Le coût du revêtement en géo-membrane  $C_{u.geo} = 800 \text{ DA/m}^2$ .

$$C_{geo} = C_{u.geo} \cdot S_b \quad \dots\dots\dots \text{VIII.2}$$

Avec :

$S_b$  : Surface total des bassins ( $\text{m}^2$ ).

**Tableau VIII.3** : Le coût de revêtement en géo-membrane de chaque ouvrage

| Ouvrages           | Nombre du bassin | Surface des bassins ( $\text{m}^2$ ) | Coût (DA) |
|--------------------|------------------|--------------------------------------|-----------|
| Bassin anaérobie   | 2                | 7419.72                              | 5935776   |
| Bassin aérobie     | 2                | 45051.5                              | 36041200  |
| Bassin de finition | 2                | 37981.6                              | 30385280  |
| <b>Totale</b>      |                  | <b>72362256 DA</b>                   |           |

Le coût totale du revêtement en géo-membrane est :  $C_{geo} = 72362256 \text{ DA}$

### VIII.2.1.4) Coût du béton armé

Le coût du mètre cube de béton est estimé actuellement  $P_u = 17000 \text{ DA}$

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

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

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

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

Le kilogramme de fer coûte actuellement 75 DA

On prendra la valeur 600 Kg de fer /  $\text{m}^3$  de béton

Le coût de béton ferrailé est de :

$$C_t = C_b + C_f$$

$$C_b = 17000 \text{ DA}$$

$$C_f = 75 \cdot 60 = 4500 \text{ DA}$$

$$C_t = 21500 \text{ DA}$$

## CHAPITRE VIII : ETUDE ECONOMIQUE

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

\*  $V_r$  : Volume du béton pour le radier de chaque ouvrage  $V_r = e_r \cdot S_h$

\*  $V_m$  : Volume du béton des murs de chaque ouvrage  $V_m = e_m \cdot P \cdot H$

$P$  : périmètre de l'ouvrage

$H$  : hauteur de l'ouvrage

**Tableau VIII.4 :** Le coût du béton armé de chaque ouvrage

| Ouvrages   | Nombre    | Volumes (m <sup>3</sup> ) |     | Vtb (m <sup>3</sup> ) | Cout Cbf (DA) |
|------------|-----------|---------------------------|-----|-----------------------|---------------|
|            |           | Vbr                       | Vbm |                       |               |
| Degrilleur | 1         | 15.75                     | 6   | 21.75                 | 467625        |
| Dessableur | 1         | 6.38                      | 6.3 | 12.68                 | 272620        |
| Totale     | 740245 DA |                           |     |                       |               |

Donc le coût total du béton armé est  $C_{ba} = 740245$  DA

### VIII.2.1.5) Coût totale du génie civil

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

$$C_{gc} = C_t + C_{ex} + C_{géo} + C_{ba} \dots\dots\dots \text{VIII.3}$$

Avec :

- $C_{gc}$  : Coût du génie civil (DA).
- $C_t$  : Coût total de terrassement (DA).
- $C_{ex}$  : Coût de l'excavation (DA).
- $C_{ba}$  : Coût de béton armé total (DA).
- $C_{géo}$  : Coût de la géo-membrane (DA)).

$$C_{gc} = 13653276 + 92854922.5 + 72362256 + 740245 = 179610699.5 \text{ DA}$$

### VIII.2.1.6) Coût des VRD

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

$$C_{VRD} = 0,25 * C_{gc} \dots\dots\dots \text{VIII.4}$$

$$C_{VRD} = 0,25 * 179610699.5 = 44902675 \text{ DA}$$

### VIII.2.1.7) Coût total des investissements de la station

$$C_{ti} = C_{gc} + C_{VRD}$$

$C_{eq} = 0$  DA (on n'a pas des équipements électromécaniques).

$$\text{Donc : } C_{ti} = 179610699.5 + 44902675 = 224513374.5 \text{ DA}$$

Le coût total de l'investissement avec TVA :

$$C_{ti \text{ tot}} = C_{ti} + 17\% * C_{ti} = 1.17 * 224513374.5 = 262680648.2 \text{ DA}$$

### VIII.2.2) Coût de fonctionnement

#### VIII.2.2.1) Coût de main d'œuvre

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

$$C_{mo} = 0,05. C_{ti \text{ tot}} \dots\dots\dots \text{VIII.5}$$

$$C_{mo} = 0,05 * 262680648.2 = 13134032.41 \text{ DA}$$

#### VIII.2.2.2) Coût des frais financiers

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

$$C_{ff} = 0,05. C_{ti} \dots\dots\dots \text{VIII.6}$$

$$C_{ff} = 0,05 * 262680648.2 = 13134032.41 \text{ DA}$$

#### VIII.2.2.3) Coût de fonctionnement total

$$C_{ft} = C_{mo} + C_{ff} \dots\dots\dots \text{VIII.7}$$

$$C_{ft} = 13134032.41 + 13134032.41 = 26268065 \text{ DA}$$

### VIII.2.3) Calcul du prix du m<sup>3</sup> d'eau traitée

Le volume total annuel d'eau traité à l'horizon 2035 est de :

$$V_a = 365 * 6705.3 = 2447434.5 \text{ m}^3/\text{an}$$

## CHAPITRE VIII : ETUDE ECONOMIQUE

Le coût d'amortissement annuel :

$$C_{aa} = C_{it \text{ tot}} / t \quad \text{.....VIII.8}$$

Avec :

$C_{it \text{ tot}}$  : coût total d'investissement (DA).

t : durée d'amortissement (t = 30 ans).

$$C_{aa} = 262680648.2 / 30 = \mathbf{8756021.61DA}$$

### ❖ Coût total de la station

$$Ct \text{ st} = C_{aa} + C_{ft} \quad \text{..... VIII.9}$$

Avec:

Ct st: coût total de la station (DA).

Caa: coût d'amortissement annuel (DA).

Cft : coût de fonctionnement total (DA).

$$Ct \text{ st} = 8756021.61 + 26268065 = \mathbf{39024086.61 \text{ DA}}$$

$$Ct \text{ st} = \mathbf{39024086.61 \text{ DA}}$$

### ❖ Coût de m<sup>3</sup> d'eau épurée

$$C_e = Ct \text{ st} / V_a \quad \text{..... VIII.10}$$

$$C_e = 39024086.61 / 2447434.5 = 15.9DA$$

$$C_e = \mathbf{16DA}$$

### VIII.3) Coût de la variante (b) : lagunage aéré

#### VIII.3.1) Coût d'investissement

##### VIII.3.1.1) Coût de terrassement

Le coût de terrassement est calculé dans le tableau suivant :

**Tableau VIII.5 : Le coût de terrassement de chaque ouvrage**

| Ouvrages               | Nombre            | Volume (m <sup>3</sup> ) | Coût (DA) |
|------------------------|-------------------|--------------------------|-----------|
| -dégrilleur            | 1                 | 10.5                     | 4200      |
| -dessableur            | 1                 | 4.25                     | 1700      |
| -Bassin aéré           | 2                 | 6387.4                   | 2554960   |
| -Bassin de décantation | 2                 | 4370.74                  | 1748296   |
| -Bassin de finition    | 2                 | 3930                     | 1572000   |
| <b>Total</b>           | <b>5881156 DA</b> |                          |           |

Donc le coût total du terrassement est : **Ct = 5881156 DA**

##### VIII.3.1.2) Coût d'excavation

Le coût d'excavation est calculé dans le tableau suivant :

**Tableau VIII.6 : Le coût d'excavation de chaque ouvrage**

| Ouvrages               | Nombre             | Volume (m <sup>3</sup> ) | Coût (DA) |
|------------------------|--------------------|--------------------------|-----------|
| -dégrilleur            | 1                  | 10.77                    | 5385      |
| -dessableur            | 1                  | 4.24                     | 2120      |
| -Bassin aéré           | 2                  | 70405.66                 | 35202830  |
| -Bassin de décantation | 2                  | 33526.5                  | 16763250  |
| -Bassin de finition    | 2                  | 13410.6                  | 6705300   |
| <b>Total</b>           | <b>58678885 DA</b> |                          |           |

Donc le coût total d'excavation est :  $C_{ex} = 58678885$  DA

### VIII.3.1.3) Coût de la géo-membrane

Le coût de revêtement en géo-membrane est calculé dans le tableau suivant :

**Tableau VIII.7 : Le coût de revêtement en géo-membrane de chaque ouvrage**

| Ouvrages              | Nombre du bassin   | Surface des bassins (m <sup>2</sup> ) | Coût (DA) |
|-----------------------|--------------------|---------------------------------------|-----------|
| Bassin aéré           | 2                  | 27875.44                              | 22300352  |
| Bassin de décantation | 2                  | 19353.84                              | 15483072  |
| Bassin de finition    | 2                  | 18251.76                              | 14601408  |
| <b>Totale</b>         | <b>52384832 DA</b> |                                       |           |

Le coût total de revêtement en géo-membrane est :  $C_{géo} = 52384832$  DA

### VIII.3.1.4) Coût du béton armé

Le coût total du béton armé est calculé par le tableau suivant :

**Tableau VIII.8 : Le coût du béton armé de chaque ouvrage**

| Ouvrages      | Nombre           | Volumes (m <sup>3</sup> ) |     | Vtb (m <sup>3</sup> ) | Cout Cbf (DA) |
|---------------|------------------|---------------------------|-----|-----------------------|---------------|
|               |                  | Vbr                       | Vbm |                       |               |
| Dégrilleur    | 1                | 15.75                     | 6   | 21.75                 | 467625        |
| Dessableur    | 1                | 6.38                      | 6.3 | 12.68                 | 272620        |
| <b>Totale</b> | <b>740245 DA</b> |                           |     |                       |               |

Le coût total du béton armé est :  $C_{ba} = 740245$  DA

### VIII.3.1.5) Coût total du génie civil

Le coût total du génie civil est comme suit :

$$C_{g.c} = C_t + C_{exv} + C_{géo} + C_{Ba}$$

$$C_{g.c} = 5881156 + 58678885 + 52384832 + 740245 = 117685118 \text{ DA}$$

### VIII.3.1.6) Coût des voiries et réseaux divers (VRD)

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

$$C_{VRD} = 0,25 \times C_{g.c}$$

Donc :

$$C_{VRD} = 0,25 \times 117685118 = 29421279.5 \text{ DA}$$

### VIII.3.1.7) Coût des aérateurs

Coût d'aérateur unitaire est :  $C_u \text{ aérateur} = 50000 \text{ DA}$

$$C_{aert} = C_u \text{ aérateur} * N \text{ ..... VIII.11}$$

Avec :

- N : nombre d'aérateur.

Donc :

$$C_{aert} = 50000 \times 8 = 400000 \text{ DA}$$

### VIII.3.1.8) Coût total des investissements de la station

Le coût total d'investissement est :

$$C_{it} = C_{g.c} + C_{VRD} + C_{aert} \text{ .....VIII.12}$$

Donc :

$$C_{it} = 117685118 + 29421279.5 + 400000 = 147506397.5 \text{ DA}$$

Le coût total de l'investissement avec TVA :

$$C_{ti \text{ tot}} = C_{ti} + 17\% * C_{ti} = 1.17 * 147506397.5 = 172582485.1 \text{ DA}$$

### VIII.3.2) Coût de fonctionnement

#### VIII.3.2.1) Frais de la main d'œuvre

Le coût de la main d'œuvre sera de 5% du coût d'investissement ce qui donne :

$$C_{m.o} = 0,05. C_{it.tot}$$

Donc :

$$C_{m.o} = 0,05 \times 172582485.1 = \mathbf{8629124.25 \text{ DA}}$$

#### VIII.3.2.2) Coût de l'énergie électrique

Le coût de l'énergie électrique est calculé à l'aide de l'expression suivante :

$$C_{elc} = P_u \cdot P_s \quad \dots\dots\dots \text{VIII.13}$$

Avec :

- $P_u$  : Prix unitaire de l'énergie électrique  $P_u = 1,80 \text{ DA/Kwh}$ .
- $P_s$  : Besoin en énergie électrique pour 1 m<sup>3</sup> d'eau à traiter = 1,1 Kwh/m<sup>3</sup>

D'où :

$$C_{elc} = 1,80 \times 1,1 = \mathbf{1,98 \text{ DA/m}^3}$$

Le coût annuel de l'énergie électrique est :

$$C_{elc.anl} = Q_a \cdot C_e \quad \dots\dots\dots \text{VIII.14}$$

Avec :

- $Q_a$  : Débit annuel à traiter à 2035.

Donc :

$$C_{elc.anl} = (6705.3 \times 365) \times 1,98 = \mathbf{4845920.31 \text{ DA}}$$

### VIII.3.2.3) Coût de renouvellement du matériel électromécanique

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

$$C_{rm} = 0.05 \times C_{it\ tot} \dots\dots\dots \text{VIII.15}$$

$$C_{rm} = 0,05 \times 172582485.1 = \mathbf{8629124.25\ DA}$$

### VIII.3.2.4) Coût des frais financiers

Il est estimé à 5% du coût d'investissement d'où :

$$C_{ff} = 0,05 \cdot C_{it\ tot}$$

Donc :

$$C_{ff} = 0,05 \times 172582485.1 = \mathbf{8629124.25\ DA}$$

### VIII.3.2.5) Coût de fonctionnement total

Il sera calculé selon la formule suivante :

$$C_{f.t} = C_{m.o} + C_{elc.anl} + C_{ff} \dots\dots\dots \text{VIII.16}$$

Alors :

$$C_{f.t} = 8629124.25 + 4845920.31 + 8629124.25 + 8629124.25 = \mathbf{30733293.07\ DA}$$

### VIII.3.3) Coût du m<sup>3</sup> d'eau à traiter

#### ❖ Coût d'investissement annuel

On peut calculer le coût d'investissement par la durée d'amortissement selon la formule suivante :

$$C_{aa} = \frac{C_{it\ tot}}{t}$$

Avec :

- $C_{it}$  : Coût d'investissement annuel (DA)
- $t$  : Durée d'amortissement (30 ans).

$$C_{aa} = \frac{172582485.1}{30} = \mathbf{5752749.5\ DA}$$

### ❖ Coût annuel de la station

On a la formule suivante :

$$C_{t\ st} = C_{aa} + C_{ft}$$

Alors :

$$C_{t\ st} = 5752749.5 + 30733293.07 = 36486042.57\ DA$$

### ❖ Calcul du prix du m<sup>3</sup> d'eau épurée

Le volume total annuel d'eau épurée à l'horizon 2035 est :

$$V_{an} = 6705.3 \times 365 = 2447434.5\ m^3$$

Le coût du m<sup>3</sup> épurée sera alors :

$$C_e = \frac{C_{t\ st}}{V_{an}}$$

$$C_e = \frac{3648604257}{2447434.5} = 14.9\ DA$$

**Tableau VIII.9 :** Le coût du m<sup>3</sup> d'eau épurée par lagunage naturel et aéré

| Le procédé d'épuration | Le coût du m <sup>3</sup> d'eau épurée (DA) |
|------------------------|---------------------------------------------|
| Lagunage naturel       | 16                                          |
| Lagunage aéré          | 14.9                                        |

### VIII.4) Conclusion

D'après l'étude économique, on remarque que le coût de la station ainsi que le mètre cube d'eau dans le lagunage aéré revient légèrement moins cher que le lagunage naturel, donc le meilleur choix d'épuration des eaux usées de la zone d'OUMACHE est le lagunage aéré.

### IX.1) Introduction

Cette partie a pour objet principal d'analyser les impacts attendus de la réalisation du futur système d'épuration de l'agglomération d'OUMACHE sur les constituants de l'environnement, et cela conformément aux prescriptions légales et réglementaires en vigueur. Les impacts à identifier ne se limitent pas uniquement aux effets négatifs, s'ils existent, mais il s'agira aussi d'identifier les impacts positifs directs ou indirects que pourrait engendrer la réalisation et l'exploitation de la future station d'épuration sur son environnement.

Le site d'implantation de ce système d'épuration est prévu sur un terrain domanial. Le choix de ce site est dicté par son éloignement des habitations.

La source des impacts peut se subdiviser en deux grandes familles

- Impacts liés à la phase de réalisation,
- Impacts liés à la phase d'exploitation de la station.

### IX.2) Caractérisation des sources d'impact

#### IX.2.1) Sources liées à l'aménagement du site (phase chantier)

Lors de l'aménagement du site d'implantation du futur système d'épuration, certains travaux devront être exécutés, ceux-ci pouvant constituer des sources d'impact. Ces impacts émergeront lors des travaux préparatoires à l'aménagement du système d'épuration, c'est-à-dire principalement lors du déboisement, du décapage de la terre végétale pour la construction du chemin d'accès reliant la RN03 au site.[8]

Les principales sources d'impact liées à l'aménagement de ce site seront décrites par la suite.

##### ➤ Aménagement de la route d'accès

Une piste existe déjà menant vers le site du système d'épuration, elle relie la RN03 au site. Les travaux de revêtement de cette piste seront exécutés en fin de chantier. Par ailleurs, des chemins temporaires seront érigés afin de donner l'accès à l'ensemble de l'air du chantier.

##### ➤ Excavation et terrassement

Des excavations sont prévues pour les bassins de traitement en tenant compte des recommandations techniques d'aménagement. Ces travaux d'excavation pourront avoir un effet sur la qualité de l'air par l'émission de poussières et de bruit.

Pour confiner le ruissellement des eaux de surface non contaminées et pour éviter l'érosion des sols, divers fossés et talus permanents et temporaires seront aménagés au pourtour du site et du chemin d'accès.

### ➤ Mise en place et présence des talus

Le fonctionnement des engins utilisés pour les travaux de mise en place de talus peut entraîner des répercussions sur la qualité de l'air, comme dans le cas des travaux de terrassement. Par ailleurs, la création de ces talus modifie le profil actuel du site et engendre un risque d'érosion des talus. Enfin, la présence de ces talus affectera la qualité visuelle du paysage.

La création d'un aménagement adapté au milieu environnant sera prévue. Cet aménagement entraînera un impact positif. [8]

### ➤ Transport et circulation

Lors de la circulation des engins de chantier, les impacts viendront de l'approvisionnement en matériaux, en équipements et au transport des volumes de remblai et déblai par les véhicules lourds.

Le transport et la circulation engendrent des émanations d'oxyde d'azote (NOX), l'augmentation des particules et poussières en suspension dans l'air, ainsi que des sources de bruits (une perturbation d'étendue locale pendant une durée temporaire, l'importance de l'impact est jugée moyenne). [8]

### ➤ Présence de contaminants

L'opération de machinerie lourde à l'intérieur du site peut occasionner des déversements de combustibles ou d'huiles. C'est pourquoi l'entreprise de réalisation devra établir un programme de maintenance rigoureux afin de s'assurer que toute la machinerie fréquentant le site soit en parfaite condition mécanique. En plus d'assurer la sécurité des opérations et de rendre les coûts de réparation moins élevés, ce programme visera à minimiser les fuites d'huiles ou de Gaz Oil, les ruptures de réservoir et les émissions atmosphériques inutiles. [8]

## IX.2.2) Sources liées à l'exploitation

Lors du traitement des eaux usées, plusieurs phénomènes d'origine chimique, biologique et physique se produisent. L'oxydation de matières organiques et inorganiques, la production de biogaz, la décomposition aérobie et anaérobie des matières organiques, le mouvement des liquides causé par le gradient hydraulique, le mélange et l'absorption des matières organiques ou inorganiques dans l'eau, tous ces facteurs sont des sources pouvant affecter les rejets liquides et les émissions atmosphériques. [8]

D'autres facteurs entrent en ligne de compte, tels que la présence de rebuts, de contaminants et de bruit. La présence de vermines telles que les oiseaux ou les insectes, sont autant de facteurs associés à l'exploitation courante d'un lieu de traitement des eaux usées par lagunage.

### ➤ Rejet liquide

Les eaux usées rejetées après traitement proviennent de la séparation d'une quantité de pollution des eaux brutes entrant dans la station.

Les facteurs pouvant influencer la composition de ce rejet sont : les conditions météorologiques, la topographie du site, la végétation, les procédures d'exploitation et la nature des eaux usées entrants dans la station.

Les conditions météorologiques influencent directement et significativement la quantité du rejet produite. Cependant, la végétation en place redirige par évapotranspiration une partie des précipitations vers l'atmosphère. La topographie du terrain influence quant à elle la quantité et le cheminement de l'eau de ruissellement.

L'aménagement de la station doit donc tenir compte de ces facteurs afin de favoriser l'évacuation des eaux de ruissellement périphérique pour minimiser la dilution des eaux usées. Le type de sol utilisé et la disposition des lagunes jouent un rôle très important, car il a une influence sur les fuites des eaux vers les eaux souterraines saines. Lors de la recherche d'un site adéquat pour l'aménagement d'un système d'épuration par lagunage, ce facteur est parmi les critères de choix du site.

Un engazonnement devra être fait autour des bassins afin de minimiser le volume à traiter. L'engazonnement devra être aménagé de façon à diriger les eaux de surface vers le fossé extérieur. La végétation interceptera l'eau qui sera expulsée en grande partie par évaporation et évapotranspiration.

Avant leur évacuation dans l'oued, les eaux traitées devront respecter les normes en accord avec la réglementation en vigueur sur les rejets d'eaux usées urbaines dans le milieu récepteur. Selon la saison, la composition du rejet peut considérablement varier. [8]

### ➤ **Rejet solide**

Les boues du futur système d'épuration seront issues de l'élimination de la charge organique et minérale que contiennent les eaux usées à épurer. Ces boues peuvent constituer une source potentielle d'odeurs car leur évacuation quotidienne n'est pas réalisée. Les boues sont soutirées à des fréquences de plus de cinq années. [8]

### ➤ **Emissions atmosphériques**

Les odeurs susceptibles d'être émises lors de l'exploitation du système d'épuration représentent une pollution difficilement mesurable et dont la perception fait appel essentiellement à la sensibilisation de l'individu. Elles trouvent leurs origines dans les composés présents dans l'eau brute ou générés lors des différentes étapes de l'épuration. Les sources les plus importantes sont les prétraitements. L'élimination de ces odeurs doit tout d'abord être abordée par la recherche et l'identification des sources. En effet de nombreuses odeurs sont dues à des composés réduits (hydrogène sulfurée, mercaptans) émis lors de phases anormales de stockage de l'eau et surtout des boues. L'absence de normes de concentrations chiffrées et le caractère subjectif des odeurs rendent difficile l'évaluation de ces nuisances. [8]

Le développement des odeurs résulte :

- Des caractéristiques du réseau : un réseau trop étendu peut nuire à la qualité des effluents, car il peut se produire, à l'intérieur des conduites, des réactions de réduction entraînant des odeurs désagréables ;
- De la mauvaise exploitation de la station d'épuration : il s'agit d'un mauvais dimensionnement (charge, oxygène dissous dans les bassins,...etc) ;
- Du mauvais entretien de la station d'épuration (enlèvement non régulier des déchets de dégrillage..etc).

### ➤ **Présence d'oiseaux, de vermines et d'insectes**

Les eaux stockées dans les bassins à ciel ouvert sont un facteur de prolifération de certaines espèces animales (des oiseaux, une grande variété d'insecte,...etc) qui s'installent près de ces bassins. Ces espèces peuvent causer certains impacts environnementaux non négligeables. [8]

## **IX.3) Identification et évaluation des impacts**

La description des impacts est subdivisée par composantes du milieu. Ainsi, les principales sources d'impacts liées à l'aménagement du site et à l'exploitation du système d'épuration sont passées en revue pour chaque élément des milieux naturel et humain.

### **XI.3.1) Impacts découlant de l'aménagement et de l'exploitation du système d'épuration sur le milieu naturel**

#### ➤ **Impact lié au choix du site**

Le choix du site, par son éloignement par rapport aux habitations les plus proches, par sa proximité du milieu récepteur, est bien judicieux.

En effet, un site suffisamment isolé des zones résidentielles apporte une solution globale à des problèmes susceptibles de se poser par la suite (bruits, odeurs, ..etc). Cependant l'implantation du système d'épuration sur un terrain agricole constitue une perte pour le secteur.

#### ➤ **Sol**

-Profil et pente d'équilibre du sol :

Le terrain choisi pour l'implantation du système d'épuration est plat, cela ne nécessite pas de grands travaux de terrassements.

Les travaux concernant l'établissement des routes d'accès temporaires et permanentes et surtout l'excavation et le terrassement des lagunes et des fossés de drainage, entraîneront une modification permanente de la topographie naturelle du site.

Les pentes des fossés intérieurs et extérieurs risquent de subir une érosion par les eaux de ruissellement, étant donné la qualité du sol (alluvionnaire). [8]

-Qualité du sol :

La présence d'huiles usées dans les lieux d'entretien de la machinerie et l'éventualité d'accidents impliquant un déversement de combustibles sur le sol constitue une source d'impact hypothétique. Les quantités d'huiles ou de combustibles impliqués lors de ce type d'accident sont généralement faibles et l'envergure de la contamination demeure concentrée sur les lieux du déversement lorsque les mesures de nettoyage adéquates sont utilisées. L'impact hypothétique est jugé négligeable.

### ➤ Eau

-Qualité des eaux de surface :

Les rejets d'eaux contaminées par les germes, et les produits non biodégradables sans épuration peuvent à long terme perturber le milieu récepteur. L'épuration des eaux usées de l'agglomération d'OUMACHE, permettra d'assurer la sauvegarde de la qualité du milieu récepteur.

Les eaux usées traitées seront rejetées dans l'oued lorsque leur traitement sera complet. L'impact de ces rejets sur les eaux du milieu récepteur est donc directement lié à l'efficacité du traitement et au contrôle effectué sur ces rejets. Les analyses des eaux traitées à la sortie devront se conformer aux normes émises par la réglementation.

-Qualité des eaux souterraines :

En principe la simple existence des installations de traitement des eaux usées et la consommation de surface qui y est liée exercent en permanence une influence sur la nappe souterraine.

En effet, l'imperméabilisation des sols empêche la percolation des précipitations. Ce qui se traduit par la réduction du potentiel de réalimentation des nappes phréatiques. Cet aspect est particulièrement important au mois d'hiver.

### ➤ Air

-Ambiance sonore

Les bruits engendrés par les engins lors des travaux d'aménagement des lagunes, les routes d'accès temporaires et permanents et les fossés, généreront un certain niveau sonore sur le site et sur les terrains environnants.

Tous les éléments pouvant influencer le niveau de bruit sont prises en compte (type d'engins, topographie, vent, écran végétal, etc.).

Selon l'analyse de l'état initial, l'impact du bruit serait mineur étant donné la distance à laquelle se trouvent les habitations. En effet selon le scénario le plus négatif, le niveau de bruit ne dépasse pas les limites de niveau sonore recommandées de 50 dB le jour (milieu ouvert).

Cependant, le bruit émis par les machines lourdes constituera une gêne temporaire pour le voisinage immédiat ainsi que pour les ouvriers du chantier.

L'impact est alors considéré comme une perturbation moyenne d'intensité moyenne, d'une durée temporaire et d'étendue locale. L'impact est jugé moyen.

### **-Qualité de l'air**

Les sources de polluants atmosphériques rattachées au projet d'établissement de la station peuvent être classées en deux grandes catégories.

Tout d'abord, les activités d'aménagement des routes, d'excavation et de terrassement, le transport et la circulation des matériaux, constituent des sources de mise en suspension de particules dans l'air, en raison des matériaux déplacés et d'émissions d'oxydes d'azote (NOx) provenant des véhicules et camions.

Cependant, et compte tenu de la situation du site d'implantation de la future station d'épuration qui est un terrain éloigné des habitations, les émissions de poussières qui seront engendrées par les déblaiements et terrassements seront minimales. Elles n'auront aucun effet sur le voisinage.

Cet impact dépend aussi de la période de l'année où les travaux sont effectués.

En second lieu, les émissions d'odeurs provenant de la décomposition des matières organiques et inorganiques pendant l'épuration des eaux usées dans les lagunes constituent une source de contaminants de l'air. [8]

#### **➤ Impacts des travaux sur le paysage**

Le site choisi présente un paysage cohérent à l'observation. Lors des travaux de chantier, il s'ensuivra une modification du cadre paysager actuel et une rupture de la vue actuelle du site, suite à l'installation de la base de vie, des équipements de chantier, du mouvement des engins, des véhicules et des travaux de déblais et remblais.

Le dépôt temporaire des déblais et remblais peuvent être considérés comme des obstacles pour le champ visuel et diminuent donc de l'attraction dont disposait le site. Par ailleurs, le mouvement des engins surtout en temps sec affectera également la qualité de l'air et la visibilité par les suspensions de poussières dans l'atmosphère.

L'impact est jugé moyen car la perturbation est considérée moyenne et d'étendue locale.

#### **➤ Flore**

La perte de couvert végétal constitue la perte d'un écosystème utilisé par la faune locale. Les cultures environnantes au site pourraient être altérées par les émissions atmosphériques. Cependant, cet effet dépend de la période d'exécution des travaux. Il est donc impératif de choisir cette période après récolte. [8]

### ➤ Faune

La faune terrestre du secteur est relativement pauvre, en effet nous retrouvons très peu d'espèces étant donné l'absence d'habitat adapté sur le site.

La faune avienne n'accorde que très peu d'intérêt à la zone d'étude. Cette zone possède très peu d'habitats propices à l'implantation de ce type de faune. Seul un impact mineur est considéré sur la faune terrestre et avienne du secteur. [8]

### ➤ Impact sur le site choisi

Le terrain du système d'épuration s'étend sur une surface d'environ 07 ha. Cette surface sera imperméabilisée par les superstructures et les lagunes.

Ceci influe sur les ruissellements de surface, sur le renouvellement des nappes phréatiques, et sur le bilan hydrologique des sols. L'échange air-sol se trouvera lui aussi perturbé.

### **IX.3.2) Impacts découlant de l'aménagement et de l'exploitation de la STEP sur le milieu humain**

#### ➤ Utilisation du sol

Les émissions atmosphériques constituent les sources d'impact susceptibles de toucher le secteur de l'agriculture. En effet, les polluants qui seront émis peuvent favoriser une acidification des sols avoisinants au site et s'accumuler dans les cultures.

#### ➤ Infrastructures

L'augmentation du flux de circulation due au transport de matériaux de toutes sortes (Terres, matériaux granulaires, etc.), accélérera la détérioration de l'infrastructure routière et occasionnera également l'augmentation des concentrations en polluants atmosphériques.

#### ➤ Population

Les principaux risques pour la santé humaine proviennent des émissions atmosphériques. L'exposition de la population environnante est réduite en raison de la localisation du site à environ 2 km de l'agglomération, de son aménagement et des activités de contrôle durant l'exploitation.

En période de chaleur les odeurs désagréables provenant de la décomposition et des hydrogènes sulfurés pourraient être détectées aux abords du site.

#### ➤ Paysage

La présence d'un chemin d'accès créera une ouverture visuelle vers la station d'épuration. Toutefois, la distance entre les observateurs et le site d'implantation de la STEP est de 2km environ.

La plantation d'arbres et d'arbustes de même que l'ensemencement qui aura été effectué préalablement, améliorera considérablement la qualité visuelle du site actuel. En outre, ces travaux assureront une meilleure harmonisation du site avec son environnement visuel.

### ➤ Hygiène et sécurité du personnel

Le système d'épuration prévu peut constituer une source de danger et de nuisance pour le personnel qui est amené à y travailler, ainsi que pour le voisinage.

Il est donc indispensable de prendre des précautions afin d'éviter les accidents suivants :

- Risques dus à la circulation du personnel :

Les chutes et les glissades comptent parmi les accidents les plus fréquents, elles sont généralement dues à l'absence de balustrades et à l'étroitesse des abords des bassins.

- Risques d'infections :

Un contact direct avec l'eau usée et les boues, peut provoquer des risques d'infections, ceci serait d'autant plus prononcé, lors d'un mauvais fonctionnement de la station.

### ➤ Impacts socio-économiques du projet

Les travaux de réalisation du système d'épuration de l'agglomération d'OUMACHE mobiliseront une main d'œuvre assez importante pour la construction de ce système d'épuration.

L'épuration des eaux usées de cette agglomération permettra la sauvegarde de la qualité du milieu récepteur. Ce dernier verra ses eaux moins chargées donc moins polluées, les maladies à transmission hydrique n'auront pas lieu d'être.

L'impact socio-économique est une bonification forte d'intensité forte, d'une durée permanente, d'étendue plus que régionale, soit un impact de forte importance.

### **IX.2.3) Impacts liés aux problèmes fondamentaux concernant le fonctionnement du système d'épuration**

Le caractère rustique du lagunage lui confère une grande autonomie de fonctionnement. Il est cependant impératif de procéder à des opérations régulières d'entretien pour garantir le bon écoulement des eaux dans l'installation.

Les facteurs qui peuvent engendrer un mauvais fonctionnement de ce système d'épuration seront dus :

- A une pollution accidentelle ;
- A la rupture des digues des ouvrages.

Ces facteurs, contribuent à un rejet d'eau usée partiellement ou totalement non traitée, chargée en polluants divers et dont la qualité sera évidemment non conforme aux normes prescrites.

### **IX.3) Mesures et recommandations**

Cette partie de l'étude traitera des mesures à envisager de façon à maîtriser et à réduire les impacts du futur système d'épuration sur l'environnement.

Ces mesures se subdivisent en deux catégories :

- Les mesures concernant les impacts de chantier ;
- Les mesures spécifiques au projet d'implantation du système d'épuration des eaux usées de l'agglomération d'OUMACHE par le procédé de lagunage.

#### **IX.3.1) Mesures relatives à la phase de chantier**

Les mesures concernant les impacts de chantier sont communes à tous travaux de réalisation.

Le meilleur moyen de minimiser les impacts pendant le chantier est de choisir la période la plus favorable à l'exécution des travaux (Période ensoleillée car la période pluvieuse empêche l'exécution des travaux). [8]

#### **IX.3.2) Mesures relatives à l'organisation de chantier**

Lors des travaux, il sera mis en place une organisation de chantier optimale, définissant les moyens humains et matériels adéquats. Cette organisation fera l'objet de l'établissement des plannings des travaux, de l'utilisation des moyens humains et des moyens matériels. [8]

#### **IX.3.3) Mesures à prendre contre l'érosion du sol**

Afin d'assurer la stabilité des pentes des fossés intérieurs et extérieurs, une inclinaison maximale est donc prévue. Il sera également projeter de végétier les pentes des fossés dans le but de minimiser les pertes de sol.

#### **IX.3.4) Mesures à prendre contre les rejets liquides**

Les sols contaminés par le déversement de combustible ou d'huiles usées dans les lieux d'entretien de la machinerie devront être récupérés et éliminés de façon sécuritaire.

#### **IX.3.5) Mesures à prendre contre le bruit**

Pour les nuisances sonores, une attention particulière est accordée au personnel de chantier directement concerné par cette pollution. Il est recommandé l'emploi d'atténuateurs de bruit par des moyens de protection individuelle tels que le port de bouchons antibruit.

Dans le cas de l'incapacité de respect de cette mesure, le personnel de chantier de réalisation doit être soumis à la réduction du temps d'exposition.

Le temps de travail admissibles en fonction de l'intensité du bruit est résumé dans le tableau suivant :

**Tableau IX.1 :** Le temps de travail admissibles en fonction de l'intensité du bruit

| Durée d'exposition (h/j) | Limite des niveaux acoustiques (dB) |
|--------------------------|-------------------------------------|
| 8                        | 85                                  |
| 6                        | 92                                  |
| 4                        | 95                                  |
| 3                        | 97                                  |
| 2                        | 100                                 |
| 1,5                      | 102                                 |
| 1                        | 105                                 |
| 0,5                      | 110                                 |
| ≤ 0,25                   | ≥ 115                               |

Pour que le bruit émis par les engins de chantier réponde aux normes en vigueur, il faudra prévoir l'utilisation d'engins en bon état et bien lubrifiés.

Les engins de chantier doivent être utilisés conformément à la réglementation Algérienne, qui admet un niveau sonore maximum de 70 dB.

De même, en phase de chantier pour 8h/jour, il est admis qu'il ne faut pas dépasser 80 dB pendant 5 h/semaine. Ainsi, selon la fréquence du bruit, la durée d'exposition sera :

6 h/j.....91 dB

3 h/j.....94 dB

30 mn.....supérieur ou égale à 100 dB

### IX.3.6) Mesures à prendre contre les poussières

Afin de minimiser l'envol des poussières susceptibles d'être émises lors des travaux de chantier et d'assurer un bon climat de travail pour les ouvriers, il est indispensable de prévoir :

- L'arrosage des pistes par pulvérisation d'eau ;
- L'empierrement des chemins d'exploitation afin d'éviter l'envol des poussières ;
- L'imites de vitesse adéquates des véhicules et camions permettront de limiter la mise en suspension de poussière, alors qu'un bon ajustement et l'entretien mécanique des camions réduiront les émissions de NOx.

### IX.3.7) Mesures liées à l'impact paysager

Les mesures par rapport à la perception visuelle de l'espace concernent la période de chantier qui n'est que temporaire. Après l'achèvement des travaux, le site sera remis dans son état initial, propre, net et complètement assaini de tout déchet ou restes de construction. Les résidus tels que : fûts, boîtes métalliques, bidons, détritrus, et autres déchets seront éliminés. Tous les déblais devront être enlevés et transporter.

Aussi, le matériel de construction défectueux sera transporté à un entrepôt ou parc de stockage après avoir été débarrassé de toute salissure. Le paysage devra ainsi réintégrer son état initial dans la mesure du possible. [8]

### IX.3.8) Mesures relatives aux perturbations de circulation

Toutes les mesures nécessaires devront être prises pour que le transport des équipements, depuis leur arrivée à l'agglomération d'OUMACHE et leur acheminement par voie routière sur site, n'apporte aucune gêne ni trouble aux services publics. Dans tous les cas, le code National de la route devra obligatoirement être respecté.

Les nuisances liées au bruit peuvent être atténuées en tenant compte de l'état des véhicules, leurs charges, les conditions de circulation et aussi du revêtement de la voie empruntée. Le contrôle à l'aide de silencieux d'échappement placés sur le matériel est plus que nécessaire.

Les poussières occasionnées seront réduites par l'humidification de l'assiette du terrain (au moyen de camions citernes) et en évitant la période des vents violents pour empêcher la propagation des poussières. [8]

### IX.3.9) Mesures à prendre lors de l'exploitation de la STEP

L'ensemble des mesures proposées dans le cadre de la présente étude contribue de manière essentielle à la protection de l'environnement dans la zone d'étude.

En effet, le traitement des eaux usées urbaines conformément aux règles de l'art permet d'améliorer la qualité des eaux du milieu récepteur. Les conditions d'hygiène connaîtront à l'horizon futur une nette amélioration.

Les installations de traitement des eaux usées doivent être planifiées, construites et exploitées selon les règles généralement admises dans les techniques d'épuration des eaux usées.

L'application de mesures et de procédés adaptés aide non seulement à minimiser la pollution de l'environnement mais également à éviter l'apparition d'autres pollutions qui peuvent être évités.

Les recommandations techniques et organisationnelles suivantes constituent un minimum à respecter lors de la conception. Elles visent à éviter, atténuer ou compenser les nuisances inadmissibles pour l'environnement. [8]

### IX.3.10) Mesures à prendre contre la pollution de l'air par les odeurs

Il est indispensable qu'une station d'épuration soit implantée loin d'habitation ou de laisser des habitations se construire trop près de la station. Il est souhaitable que les contraintes correspondantes soient fixées ou confirmées par des documents d'urbanisme.

En effet, le site d'implantation du système d'épuration de l'agglomération d'OUMACHE est situé à environ 2Km de l'agglomération, éloigné de toute habitation. [8]

La réduction des émissions d'odeurs est possible si certaines conditions sont respectées :

- Un bon fonctionnement du réseau d'assainissement ;
- Un bon dimensionnement des ouvrages de lagunage ;
- Limitation de la durée de stockage de sables et des refus de dégrillage ;
- Un rideau d'arbres à feuilles persistantes (type cyprée) permettra de : jouer le rôle d'écran et d'amortisseur de propagation des odeurs, participer à l'amélioration et la préservation de l'esthétique des lieux.

### IX.3.11) Mesures à prendre en cas de pollution accidentelle

Bien que le futur système d'épuration soit prévu pour les eaux usées urbaines mais une pollution accidentelle n'est jamais à exclure comme un déversement accidentel de produits toxiques. Afin de ne pas altérer le fonctionnement du système d'épuration, un by-pass général en amont de la station est prévu. [8]

### IX.3.12) Mesures à prendre contre le ruissellement des eaux

Les eaux de ruissellement non contaminées à l'intérieur du site seront récupérées par des fossés de drainage et évacuées vers l'oued.

### IX.3.13) Mesures de protection des eaux de surface

Les mesures de protection des eaux de surface sont :

- Traitement adéquat des eaux usées ;
- Contrôle des eaux usées à épurer ;
- Contrôle des rejets d'eaux usées épurées ;
- Elimination ou valorisation des matières résiduelles en respect de l'environnement.

### IX.3.14) Mesures de réduction des effets nuisibles sur le sol et les eaux souterraines

Les mesures de réduction des effets néfastes sur le sol et les eaux souterraines sont :

- Minimisation dans la consommation de terrain ;
- Préservation des sols à valeur agricole élevée ;
- Minimisation de l'imperméabilisation des sols ;
- Contrôle et traitement adéquat des eaux usées et des boues;
- Minimisation des émissions d'éléments polluants.

### IX.3.15) Mesures à prendre pour la sécurité et l'hygiène du personnel

- Risque de circulation

Les glissades pourront être évitées par :

- ⇒ Un nettoyage quotidien des sols;
- ⇒ Une élimination des flaques d'eau ou des boues.

Des barrières de protection en fer seront érigées tout le long des bordures des lagunes.

- Risque d'infection

Quelques mesures préventives sont indispensables pour éviter les risques d'infections lors du fonctionnement du système d'épuration, nous pouvons citer :

- ⇒ Une protection par vaccination appropriée contre les maladies à transmission hydrique ;
- ⇒ Une désinfection immédiate et protection des plaies.

Ces mesures doivent être données à tout le personnel (formation pédagogique, affichage).

### IX.3.16) Recommandations pour l'esthétique de ce système de lagunage

Pour bien intégrer ce système de lagunage dans le milieu naturel et afin que l'aspect paysager ne subisse pas une grande modification, nous recommandons de ceinturer le site par une rangée d'arbres.

En plus de cette fonction, ces arbres constitueront une brise vent et un rideau contre la propagation des odeurs.

### IX.3.17) Recommandations pour une bonne exploitation du système d'épuration

Moyens humains et organisation de l'exploitation :

Parmi les avantages du système de lagunage, la nécessité d'un personnel qualifié et spécialisé n'est pas requise. Les tâches sont simples mais périodiques. Le nombre de personnes d'exploitation est limité.

- Entretien courant :

Il s'agit d'opérations effectuées par une main d'œuvre non qualifiée. Les principales opérations sont :

- ⇒ L'élimination des sous produits (refus de dégrillage, graisses, boues, .....etc) ;
- ⇒ Entretien des espaces verts.

- Gestion du système d'épuration :

La gestion a pour objectif, la recherche d'un fonctionnement optimum de l'installation par un suivi de la qualité de traitement.

Elle consiste donc à réaliser de simples tests d'analyses et leurs interprétations.

### **IX.3.18) Recommandations relatives à l'utilisation des boues d'épuration comme amendement organique**

Même si la fréquence de soutirage des boues d'épuration dans ce procédé est de l'ordre des années, il est impératif de prévoir leur devenir et leur effet sanitaire.

Pour limiter ou éviter tout risque épidémiologique éventuel, résultant de l'utilisation des boues d'épuration produites, quelques précautions élémentaires s'imposent :

- Ne pas utiliser des boues d'épuration même désinfectées sur des végétaux destinés à être consommés crus ;
- Respecter un minimum de temps entre l'épandage des boues sur les prairies et la mise en pâture du bétail (6 semaines) ;
- Eviter des apports au voisinage immédiat des points d'eau (puits, forages....etc), pour éviter toute infiltration;
- Protection adéquate du personnel de la station par des mesures hygiéniques élémentaires (vêtements, lavage des mains, port de gants...).

### **IX.3.19) Recommandations relatives à la mise en décharge des boues d'épuration**

La valorisation des boues en provenance de ce système d'épuration (lagunage naturel) à des fins agricoles s'est montrée particulièrement importante en raison de la grande stabilité de ces boues.

Dans le cas où les boues issues de ce système de lagunage seront destinées à l'élimination, la meilleure solution reste la décharge contrôlée compactée garantissant un juste équilibre entre l'impact sur l'environnement, le volume occupé et les coûts relatifs.

### IX.3.20) Recommandations relatives à la réutilisation des eaux épurées

Après traitement par le procédé de lagunage naturel, les eaux épurées auront une composition conforme aux normes d'après l'expérience.

La réutilisation des eaux épurées est une action volontaire et planifiée qui vise la production des quantités complémentaires en eau pour différents usages afin de combler les déficits.

Les réalisations les plus nombreuses portent dans l'ordre, sur l'agriculture (vergers, fourrages, produits à consommer après cuisson), les eaux de lavage et d'arrosage, l'industrie, les loisirs.

L'impact d'une telle réutilisation est double, il se traduira par la protection de l'environnement et par l'économie des ressources naturelles en eau. La majorité des projets de réutilisation des eaux usées épurées ont une vocation agricole et sont principalement destinés à l'irrigation.

En effet, la meilleure disponibilité des éléments fertilisants apportés par les eaux épurées, la richesse de ces eaux en oligo-éléments et en acide humique peut réaliser des meilleurs rendements que celles obtenus par une irrigation avec de l'eau potable et une fertilisation classique.

Afin de garantir la protection de la santé publique, des normes et réglementation strictes adoptées à la spécificité des différentes cultures agricoles devront être respectées. [8]

Les éléments d'analyse les plus importants pour une eau d'irrigation sont :

- La conductivité électrique (CE) qui permet de déterminer le degré de salinité de l'eau ;
- Le SAR (Sodium Absorption Ratio) qui permet de déterminer le degré d'alcalinité de l'eau ;
- Le chlore et le sodium qui permettent de déterminer le degré de toxicité d'une eau sur une plante ;
- Des analyses bactériologiques doivent être effectuées afin d'éviter les risques sanitaires.

De même qu'une étude pédologique est nécessaire pour nous renseigner sur les types de sols et leurs contraintes, afin de prendre les mesures appropriées pour leur irrigation avec ces eaux. Le panel de l'affectation de ces eaux épurées est large et on en distingue, principalement les suivantes :

- Utilisation dans l'arrosage des plantes vertes et le nettoyage des ruelles de la ville ;
- Utilisation dans l'agriculture, pour l'irrigation ;
- Enrichissement de la nappe phréatique.

Ces différentes réutilisations peuvent être appliquées en alternance. Néanmoins, certaines de ces affectations nécessitent des degrés d'épurations plus poussées que ceux assurés théoriquement par la station d'épuration de l'agglomération d'OUMACHE. A cet effet, nous préconisons la réutilisation en agriculture de ces eaux traitées.

### **IX.4) Conclusion**

Une des préoccupations principales des responsables locaux est de savoir quels sont les risques pour la santé humaine lors de l'aménagement du système d'épuration dans leur entourage. Il est certain que l'établissement d'un tel ouvrage peut nuire à la santé si des mesures adéquates ne sont pas prises à temps afin d'intervenir sur les différentes sources génératrices de nuisances.

Pour garantir une réalisation respectant les normes environnementales ; il serait nécessaire de prendre des mesures pour supprimer, réduire ou compenser les conséquences dommageables du projet de façon à ce qu'il soit réalisé, dans un souci optimal de respect des exigences techniques et d'intégration dans son environnement.

# *Conclusion générale*

Le traitement des eaux résiduaires en milieu rural s'est longtemps fait par lagunage naturel ou bien aéré. C'est une technique d'épuration utilisée généralement pour le traitement des eaux usées d'origine domestique. En Algérie, ce procédé a connu ces dernières années un développement considérable, vu les nombreux avantages qu'il présente.

Cependant, une station de lagunage reste difficile à dimensionner vu que les différents modèles théoriques qui traitent la cinétique de dégradation des matières organiques et qui sont cités dans la littérature, sont fondés sur l'existence d'un système homogène, or la complexité des phénomènes biologiques et physicochimiques impliqués n'est pas encore maîtrisée. C'est pourquoi, le système de lagunage est dimensionné par des méthodes empiriques ou semi-empiriques basées sur le suivi et l'exploitation de ce type de technique.

A travers ce travail, nous avons comparés techniquement et économiquement, deux procédés d'épuration en l'occurrence le procédé de lagunage naturel et le lagunage aéré et ce en dimensionnant pour la ville d'OUMACHE (W.BISKRA) dotée de 10973 éq-hab, une station d'épuration par ces deux techniques.

Au terme de notre étude technique, et selon les résultats obtenus, nous distinguons que le lagunage aéré donne des meilleurs résultats de traitement par rapport au lagunage naturel, soit un rendement épuratoire de 95.3 % pour le lagunage aéré et 92% pour le lagunage naturel.

Selon l'étude économique réalisée, nous concluons que le coût d'investissement de lagunage aéré est plus faible que celui du lagunage naturel donc le lagunage aéré est le procédé le plus économique. Notre choix est alors fixé pour le lagunage aéré.

Par ailleurs, le lagunage aéré se caractérise par une utilisation à grande sécurité et à faible entretien, tout en supportant des pointes hydrauliques et organiques. L'aération artificielle permet de ramener la surface au sol de 2 à 3 m<sup>2</sup>/EH, c'est à dire entre 5 et 10 fois moins que le lagunage naturel. Le coût du génie civil est relativement faible et l'implantation de lagunes aérées peut s'intégrer facilement dans le milieu naturel. Aussi, les performances épuratoires d'une station d'épuration par lagunage aéré sont satisfaisantes et stables comparativement à celles du lagunage naturel qui sont tributaires des conditions climatiques et varient donc en fonction des saisons.



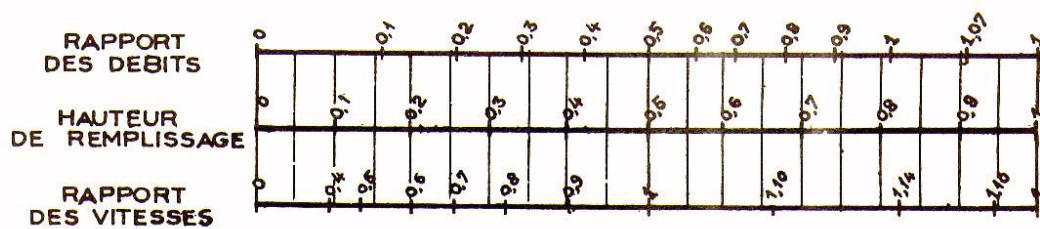
# Références

- [1] **STATIONS D'EPURATION : DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES POUR AMELIORER LEUR FONCTIONNEMENT ET FACILITER LEUR EXPLOITATION**, FNDAE , Decembre 2002 , Office international de l'EAU
- [2] <http://hmf.enseeiht.fr>
- [3] **BENMOUSSA.Sana ; GASMI.Imane** : « Etude de faisabilité de l'épuration des eaux usées par un lagunage naturel (Cas de la région de M'rara) »
- [4] **ZEGHOUD Mohamed Seifeddine** : « Etude de système d'épuration des eaux usées urbaines par lagunage naturel de village de Méghibra »
- [5] **METAHRI Mohammed Said** : « Elimination simultanée de la population azotée et phosphatée des eaux usées traités, par des procédés mixtes. Cas de la STEP Est de la ville de Tizi-Ouzou »
- [6] **ABDELAZIZ Mohamed Réda** : « Conception d'une station d'épuration par lagunage naturelle pour la ville d'EL-Goléa (W. Ghardaia) » ENSH 2014
- [7] **BOUKEZOULA Djamel eddine** : Dimensionnement de la station de lagunage naturel du centre de BIR EL ARCH (W.SETIF) ENSH Septembre 2015
- [8] **Mr KECHID.H** : Chef du projet
- [9] **HOULI.S** : Cours épuration 2015
- [10] **TAFAT.L** : Cours épuration 2016
- [11] **DAHOU Abderahim** : LAGUNAGE AERE EN ZONE ARIDE PERFORMANCE EPURATOIRES CAS DE (REGION D'OUARGLA)
- [12] [http://www.eau-rhin-meuse.fr/tlch/procedes\\_epuration/F07\\_lagunage\\_naturel.pdf](http://www.eau-rhin-meuse.fr/tlch/procedes_epuration/F07_lagunage_naturel.pdf)
- [13] [http://www.eau-rhin-meuse.fr/tlch/procedes\\_epuration/F08\\_lagunage\\_aere.pdf](http://www.eau-rhin-meuse.fr/tlch/procedes_epuration/F08_lagunage_aere.pdf)
- [14] **HOULI .S** : Thèse de magistère. Etude de l'élimination de l'azote et du phosphore dans le lagunage naturel ENSH 2002
- [15] **Bureau de l'UNESCO à Rabat pour la Maghreb** : traitement des eaux usées par lagunage
- 

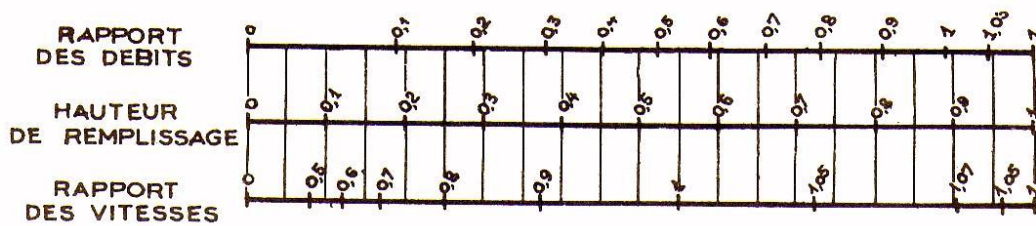
# Annexes

**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

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

