

**République Algérienne Démocratique Et Populaire**  
**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**  
**Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou**  
**Faculté du Génie de la Construction**  
**Département de Génie Civil**



## **Mémoire de fin d'études**

**En vue de l'obtention du diplôme  
De Master 2 en Génie Civil**

**Option : Constructions Hydrauliques et Aménagements (CHA)**

## **Thème**



**Proposé par : DHW de TIZI-OUZOU**

**Présenté par:**  
**Melle SAIDI Dyhia**  
**Melle HAMDANI Sarah**

**Encadré par :**  
**Prof. DJEMAI. M**

**Promotion: 2018/2019**

# Remerciements

*Nous remercions « Dieu Tout Puissant » de nous avoir donné la santé, la patience et la volonté pour réaliser ce modeste travail.*

*C'est avec un grand plaisir que nous exprimons notre gratitude et nos sincères remerciements à notre promoteur : **Mr DJEMAI.M.** Pour nous avoir honorés en acceptant de diriger ce travail, ainsi que pour son orientation et encadrement et ses conseils qui nous ont guidés dans l'élaboration de ce mémoire de fin d'étude.*

*Nos remerciements pour notre chef de spécialité **Mme BOUZELHA.K** pour son aide et orientation Nous tenant également à exprimer nos sincères remerciements aux égards des membres de jury pour avoir acceptés d'examiner et de juger ce travail.*

*Nos sincères remerciements à **Mr METAHRI** pour son aide et son orientation.*

*A tous ceux qui ont contribué à notre formation, particulièrement les enseignants de la faculté de Génie civil de Tizi-Ouzou, trouvent ici nos profondes reconnaissances.*

*Nos remerciements vont également à tout le personnel de :*

***La DHW de Tizi-Ouzou surtout Mr MERAJI.Y ;***

*Nous tenant à exprimer tout au fond de nos cœurs, nos reconnaissances à nos familles pour toutes leurs aides morales et financières.*

*Enfin, un grand merci pour tous nos ami(e)s sans exception.*

***Saidi.D et Hamdani.Ş***

# Dédicaces

*J'ai l'honneur de dédier ce modeste travail :*

*A mes très chers parents, tout mon respect et affection en témoignage de leur soutien, sacrifice, patience, ainsi que pour leurs conseils et leur précieux aide morale et financière dont ils ont fait preuve pour que je réussisse, que Dieu les protège et les entoure de sa bénédiction ;*

*A mon cher mari BOUKHALFA ;*

*A mes chères sœurs et frères :*

- ✓ *SIHAM et son mari RAFIK*
- ✓ *HAKIMA ;*
- ✓ *AMAZIGH ;*
- ✓ *ILYES.*

*A mes chers beaux-parents, TASSADIT et BELAID ;*

*A mes chères belles-sœurs ;*

*A mes très chers amies : LYNDIA, THANINA et FERJEL*

*A tous mes amies sans exception.*

*A toute la promotion CHA 2018-2019  
Et toutes les promotions de génie civil.*

*Saïdi. Dyhia*

# Dédicaces

*J'ai l'honneur de dédier ce modeste travail :*

*A mes très chers parents, tout mon respect et affection en témoignage de leur soutien, sacrifice, patience, ainsi que pour leurs conseils et leur précieux aide morale et financière dont ils ont fait preuve pour que je réussisse, que Dieu les protège et les entoure de sa bénédiction ;*

*A mon cher mari REZKI ;*

*A ma chère fille yousra ;*

*A mes chères sœurs et frère ;*

*A ma petite nièce chaima ;*

*A mes chers grands père et grands-mères ;*

*A tout ma famille son exception ;*

*A mes très chères amies : FATIHA, LYSA, SERJNE, SONIA ;*

*A tous mes amies sans exception.*

*A toute la promotion CHA 2018-2019  
Et toutes les promotions de génie civil.*

*HAMDANI. SARAH*

**Introduction générale..... 1**

**Chapitre 01 : Présentation de la région d'étude**

Introduction ..... 2

1.1. Situation géographiques de la zone d'étude ..... 2

1.2. Situation Topographique ..... 3

    1.2.1. Zone de plaines ..... 3

    1.2.2. La zone de collines et piémonts ..... 3

    1.2.3. La zone de montagnes ..... 4

1.3. Situation hydrogéologique ..... 4

1.4. Situation hydrographique ..... 4

1.5. Présentation du site d'implantation de la station ..... 5

1.6. Situation démographique ..... 6

1.7. Situation hydrologique ..... 8

    1.7.1. Température ..... 8

    1.7.2. La pluviométrie ..... 8

    1.7.3. Humidité ..... 9

1.8. Situation hydraulique ..... 9

    1.8.1. Réseau d'alimentation en eau potable ..... 9

    1.8.2. Réseau d'assainissement ..... 10

Conclusion ..... 12

**Chapitre 02 : Origine et nature des eaux usées**

Introduction ..... 13

2.1. Origine des eaux usées ..... 13

    2.1.1. Les eaux pluviales..... 13

    2.1.2. Les eaux industrielles ..... 13

*Table des matières*

---

|   |    |
|---|----|
| 2.1.3. Les eaux domestiques.....                                | 14 |
| 2.1.4. Les effluents agricoles.....                             | 14 |
| 2.1.5. Les eaux parasites.....                                  | 14 |
| 2.2. Nature de la pollution .....                               | 14 |
| 2.2.1. Pollution organique.....                                 | 15 |
| 2.2.2. Pollution microbiologique.....                           | 15 |
| 2.2.3. Pollution minérale.....                                  | 15 |
| 2.3. Charges polluantes .....                                   | 16 |
| 2.3.1. Charges en MES .....                                     | 16 |
| 2.3.2. Charges en DBO5 .....                                    | 16 |
| 2.3.3. Les normes de rejet.....                                 | 16 |
| 2.4. Caractéristiques des paramètres de pollution étudiés ..... | 17 |
| 2.4.1. Paramètres physiques .....                               | 18 |
| 2.4.2. Les paramètres chimiques .....                           | 20 |
| 2.4.3. Les paramètres microbiologiques .....                    | 22 |
| 2.5. Pollution existante dans la région d'étude.....            | 22 |
| 2.5.1. Pollution agricole.....                                  | 22 |
| 2.5.2. Les abattoirs .....                                      | 23 |
| 2.5.3. Pollution par les huileries.....                         | 24 |
| 2.5.4. Lavage graissage.....                                    | 24 |
| Conclusion.....   | 24 |

**Chapitre 03 : Estimation des débits et des charges polluantes**

|  |    |
|--|----|
| Introduction .....   | 25 |
| 3.1. Estimation des débits et des charges polluantes.....        | 25 |
| 3.1.1. Charges hydraulique .....                                 | 25 |
| 3.1.1.1. Estimation des débits des eaux usées domestiques .....  | 25 |
| 3.1.1.2. Estimation des débits des eaux usées d'équipement ..... | 26 |

|   |    |
|---|----|
| 3.1.1.3. Estimation des débits des eaux usées totales ..... | 26 |
| 3.1.2. Les charges polluantes.....                          | 29 |
| Conclusion .....  | 33 |

**Chapitre 04 : Calcul hydraulique**

|  |    |
|--|----|
| Introduction .....   | 34 |
| 4.1. Déversoir d'orage.....  | 34 |
| 4.1.1. Type de déversoir d'orage.....  | 34 |
| 4.1.2. Calcul du déversoir d'orage .....   | 35 |
| 4.2. Relevage .....  | 40 |
| 4.2.1. Dimensionnement du puisard .....  | 40 |
| 4.2.2. La conduite de refoulement.....   | 41 |
| 4.3. Profil hydraulique .....  | 41 |
| 4.3.1. Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages .....                       | 42 |
| 4.3.2. Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages et les cotes piézométriques ..... | 43 |
| Conclusion .....   | 44 |

**Chapitre 05 : Dimensionnement des ouvrages de la station d'épuration**

|   |    |
|---|----|
| Introduction .....  | 45 |
| 5.1. Dimensionnement des ouvrages de la station d'épuration ..... | 45 |
| 5.2. Prétraitement .....  | 49 |
| 5.2.1. Dégrillage .....   | 49 |
| 5.2.1.1. Dimensionnement du dégrillage.....                       | 51 |
| 5.2.1.2. Evaluation des refus des grilles .....                   | 52 |
| 5.2.2. Déshuilage -Dessablage .....                               | 53 |
| 5.2.2.1. Dimensionnement du bassin de déshuilage -dessablage..... | 53 |
| 5.2.2.2. Le volume d'air à insuffler dans le déssableur .....     | 54 |

*Table des matières*

---

|  |    |
|--|----|
| 5.2.2.3. Calcul des quantités des matières éliminées par le déssableur ..... | 55 |
| 5.3. Le traitement primaire (décantation primaire) .....                     | 57 |
| 5.3.1. Dimensionnement de décanteur primaire.....                            | 57 |
| 5.3.2. Calcul de la quantité de boues éliminées .....                        | 59 |
| 5.4. Etude de la variante a faible charges .....                             | 60 |
| 5.4.1. Les traitements secondaires .....                                     | 60 |
| 5.4.1.2. Besoins théoriques en oxygène .....                                 | 63 |
| 5.4.1.3. Calcul des caractéristiques de l'aérateur.....                      | 64 |
| 5.4.1.4. Bilan de boues .....  | 65 |
| 5.4.1.5. Les boues recyclées.....  | 67 |
| 5.4.1.6. Dimensionnement du clarificateur (décanteur secondaire) .....       | 69 |
| 5.5. Traitement tertiaire (désinfection) .....                               | 72 |
| 5.5.1. Dose du chlore à injecter .....                                       | 72 |
| 5.5.2. Dimensionnement du bassin de désinfection .....                       | 73 |
| 5.6. Traitement des boues .....  | 74 |
| 5.6.1. Epaissement .....   | 74 |
| 5.6.2. Stabilisation.....  | 75 |
| 5.6.3. Déshydratation .....  | 75 |
| 5.6.1.1. Dimensionnement de l'épaississeur .....                             | 75 |
| 5.6.1.2. Stabilisateur aérobie .....   | 77 |
| 5.6.2.1. Dimensionnement du bassin de stabilisation.....                     | 78 |
| 5.6.4. Lits de séchage.....  | 79 |
| Conclusion .....   | 81 |

**Chapitre 06 : Procédés d'épuration des eaux usées**

|  |    |
|--|----|
| Introduction .....   | 82 |
| 6.1. Définition de l'épuration .....   | 82 |
| 6.2. Paramètres essentiels pour le choix d'une technologie de traitement des eaux usées .... | 82 |

|  |    |
|--|----|
| 6.3. Rôle des stations d'épuration .....           | 82 |
| 6.4. Procédés d'épuration des eaux usées.....      | 83 |
| 6.4.1. Prétraitement .....                         | 83 |
| 6.4.1.1. Dégrillage.....                           | 83 |
| 6.4.1.2. Tamisage .....                            | 84 |
| 6.4.1.3. Dessablage .....                          | 85 |
| 6.4.1.4. Dégraissage déshuilage .....              | 85 |
| 6.4.2. Traitement primaire .....                   | 86 |
| 6.4.2.1. La décantation primaire .....             | 86 |
| 6.4.2.2. La décantation physique (naturelle) ..... | 87 |
| 6.4.2.3. La décantation physico-chimique.....      | 87 |
| 6.4.2.4. Le traitement biologique .....            | 87 |
| 6.4.3. La décantation secondaire .....             | 92 |
| 6.4.4. Le traitement tertiaire .....               | 92 |
| 6.4.4.1. Elimination de l'azote .....              | 92 |
| 6.4.4.2.Élimination du phosphore .....             | 94 |
| 6.4.4.3. La désinfection .....                     | 96 |
| 6.4.5. Le traitement des boues.....                | 97 |
| Conclusion .....                                   | 97 |

## **Chapitre 07 : Traitement des boues**

|  |     |
|--|-----|
| Introduction .....                                   | 98  |
| 7.1. Composition des boues .....                     | 98  |
| 7.2. Désignation des différents types de boues ..... | 99  |
| 7.2.1. Les boues primaires.....                      | 100 |
| 7.2.2. Les boues secondaires .....                   | 100 |
| 7.2.3. Les boues mixtes.....                         | 100 |
| 7.3. Quantités des boues produites .....             | 101 |

*Table des matières*

---

|   |     |
|---|-----|
| 7.4. Les opérations de traitement des boues ..... | 101 |
| 7.4.1. Stabilisation.....                         | 103 |
| 7.4.2.Épaississement .....                        | 104 |
| 7.4.3. Conditionnement des boues .....            | 107 |
| 7.4.4. Déshydratation .....                       | 107 |
| 7.4.5. Lit de séchage .....                       | 110 |
| 7.4.6. Les traitements d'hygiénisation .....      | 110 |
| 7.4.7. Stockage .....                             | 111 |
| 7.5. Destination finale des boues.....            | 111 |
| 7.5.1. Valorisation agricole des boues .....      | 111 |
| 7.5.2. Incinération des boues .....               | 112 |
| 7.5.3. Mise en décharge .....                     | 113 |
| Conclusion .....                                  | 113 |
| <b>Conclusion générale</b> .....                  | 114 |
| <b>Références bibliographique</b>                 |     |
| <b>Annexes</b>                                    |     |

|  |    |
|--|----|
| <b>Figure 1.1</b> : Situation géographique de la ville d'AZAZGA .....                                | 3  |
| <b>Figure 1.2</b> : Carte du Réseau hydrographique du bassin du Sébaou .....                         | 5  |
| <b>Figure 1.3</b> : Vue terrestre du site d'implantation .....                                       | 6  |
| <b>Figure 1.4</b> : Evaluation de la population .....  | 7  |
| <b>Figure 1.5</b> : Température moyenne mensuelle (station d'AZAZGA 2014).....                       | 8  |
| <b>Figure 1.6</b> : Précipitation moyenne mensuelle (station d'AZAZGA, 2014).....                    | 9  |
| <b>Figure 1.7</b> : Plan d'aménagement de la région d'étude.....                                     | 11 |
| <b>Figure 4.1</b> : Schéma d'un déversoir d'orage type latéral.....                                  | 35 |
| <b>Figure 5.1</b> : Dégrilleur. ....   | 45 |
| <b>Figure 5.2</b> : Déshuileur-Déssableur .....  | 45 |
| <b>Figure 5.3</b> : Bassin d'aération. ....  | 46 |
| <b>Figure 5.4</b> : Clarificateur. ....  | 46 |
| <b>Figure 5.5</b> : Bassin de désinfection. ....   | 46 |
| <b>Figure 5.6</b> : Epaisseur. ....  | 47 |
| <b>Figure 5.7</b> : Lit de séchage. ....   | 47 |
| <b>Figure 5.8</b> : Schéma de fonctionnement d'une station d'épuration a boues activées. ....        | 48 |
| <b>Figure 5.9</b> : Schéma générale des ouvrages d'une station d'épuration.....                      | 48 |
| <b>Figure 5.10</b> : Schéma générale de dimensionnement de dégrilleur et déshuileur -déssableur..... | 56 |
| <b>Figure 5.11</b> : Schéma générale de traitement primaire. ....                                    | 60 |
| <b>Figure 5.12</b> : Schéma générale des caractéristiques de l'aérateur.....                         | 65 |
| <b>Figure 5.13</b> : Schéma générale de bilan de boues. ....   | 67 |
| <b>Figure 5.14</b> : Schéma générale des boues recyclées. ....                                       | 68 |
| <b>Figure 5.15</b> : Schéma générale des caractéristiques de clarificateur. ....                     | 70 |
| <b>Figure 5.16</b> : Schéma générale de dimensionnement de bassin d'aération. ....                   | 72 |
| <b>Figure 5.17</b> : Schéma générale de dimensionnement du bassin de désinfection. ....              | 74 |
| <b>Figure 5.18</b> : Schéma générale de dimensionnement de bassin de stabilisation.....              | 78 |
| <b>Figure 5.19</b> : Schéma générale de calcul des lits de séchage. ....                             | 80 |
| <b>Figure 5.20</b> : Schéma générale de dimensionnement de l'épaisseur .....                         | 81 |
| <b>Figure 6.1</b> : Grille courbé a peigne.....  | 84 |
| <b>Figure 6.2</b> : Grille statique simple .....   | 84 |
| <b>Figure 6.3</b> : Dégrilleur fixe à chaîne sans fin et râteau.....                                 | 84 |
| <b>Figure 6.4</b> : Tamis rotatif.....   | 85 |
| <b>Figure 6.5</b> : Dessableur cylindro-coniques a admission tangentielle .....                      | 85 |
| <b>Figure 6.6</b> : Déshuileur dégraisseur de la station BARAKI.....                                 | 86 |

|  |     |
|--|-----|
| <b>Figure 6.7</b> : Schéma d'un déssableur-déshuileur .....                          | 86  |
| <b>Figure 6.8</b> : Schéma général d'une station d'épuration par boues activées..... | 90  |
| <b>Figure 6.9</b> : Schéma général de la nitrification-dénitrification.....          | 93  |
| <b>Figure 7.1</b> : Schéma général de traitement des boues. ....                     | 102 |
| <b>Figure 7.2:</b> Schéma de principe d'un épaisseur gravitaire. ....                | 105 |
| <b>Figure 7.3</b> : Epaisseur gravitaire ou par décantation. ....                    | 105 |
| <b>Figure 7.4:</b> Épaississement des boues par flottation. ....                     | 106 |
| <b>Figure 7.5:</b> Boues compostées.....   | 112 |

|  |     |
|--|-----|
| <b>Tableau 1.1:</b> Evolution de la population raccordé à la STEP pour différent horizon.....                            | 7   |
| <b>Tableau 1.2:</b> Températures moyennes en (°C) d’AZAZGA pour l’année 2014.....  | 8   |
| <b>Tableau 1.3 :</b> Précipitations moyennes mensuelles en (mm). .....   | 9   |
| <b>Tableau 1.4 :</b> Caractéristiques des déversoirs d’orage. ....   | 10  |
| <b>Tableau 2.1:</b> Les normes de rejets en rivière des effluents urbains. ....  | 17  |
| <b>Tableau 2.2:</b> Coefficient de biodégradabilité .....  | 21  |
| <b>Tableau 2.3:</b> Pollution des eaux d’irrigation .....  | 23  |
| <b>Tableau 3.1:</b> Normes de rejets.....  | 29  |
| <b>Tableau 3.2 :</b> Récapitulatif des charges hydrauliques et des charges polluantes de la STEP d’AZAZGA .....          | 32  |
| <b>Tableau 4.2:</b> Les paramétrés hydraulique à l’aval de déversoir d’orage.....  | 38  |
| <b>Tableau 4.3:</b> Cotes moyennes du terrain naturel d’implantation des différents ouvrages de la station. ....         | 39  |
| <b>Tableau 4.4:</b> Longueurs réelles des conduites entre les ouvrages de la STEP.....                                   | 41  |
| <b>Tableau 4.5:</b> Récapitulatif des différentes cotes des ouvrages de la STEP.....                                     | 43  |
| <b>Tableau 5.1 :</b> Donnés de bases. ....   | 49  |
| <b>Tableau 5.2:</b> Espacement et épaisseur des barreaux. ....   | 50  |
| <b>Tableau 5.3 :</b> Les valeurs de $\beta'$ .....   | 52  |
| <b>Tableau 5.4 :</b> Les résultats de dimensionnement de dégrilleur. ....  | 52  |
| <b>Tableau 5.5 :</b> Dimensionnement du déshuileur –désableur. ....  | 56  |
| <b>Tableau 5.6:</b> Les valeurs de la vitesse limite en fonction de $Q_{moy h}$ .....                                    | 58  |
| <b>Tableau 5.7:</b> Dimensions du décanteur primaire. ....   | 59  |
| <b>Tableau 5.8:</b> Différents procédés par boues activées selon leur charges massique et volumique .....                | 60  |
| <b>Tableau 5.9 :</b> Résultats de calcul d’aérateur pour l’horizon 2040. ....  | 70  |
| <b>Tableau 5.10:</b> Résultats de dimensionnement du bassin de désinfection.....   | 74  |
| <b>Tableau 5.11:</b> Les résultats de dimensionnement de l’épaississeur, stabilisateur aérobie et le lit de séchage..... | 80  |
| <b>Tableau 7.1 :</b> La composition des boues d’aération prolongée.....  | 99  |
| <b>Tableau 7.2 :</b> Opération du traitement des boues.....  | 101 |
| <b>Tableau 7.3 :</b> Seuils de références pour les teneurs en micro-organismes pathogènes .....                          | 110 |

**DHW** : Direction de l'Hydraulique de la Wilaya.

**ADE** : Algérienne Des Eaux.

**OMS** : Organisation Mondiale de la Santé.

**ANRH** : Agence nationale des ressources hydrauliques.

**PEHD** : Polyéthylène à Haute Densité.

**P<sub>n</sub>** : Population à l'horizon de calcul.

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

**n** : L'écart d'années entre les deux horizons.

**t** : Taux de croissance de la population.

**Q<sub>moyj</sub>** : Débit moye journalier (m<sup>3</sup>/j).

**N** : Nombre d'habitants.

**D** : Dotation théorique (l/j/ha) égale à 150l/j/hab.

**Q<sub>moyj.EU</sub>** : Débit moyen journalier des eaux usées domestiques (m<sup>3</sup>/j).

**Cr** : Coefficient de rejet.

**Q<sub>EUT</sub>** : Débits des eaux usées totales.

**Q<sub>EUéqui</sub>** : Débits des eaux usées d'équipement.

**Eqhab** : Equivalent Habitant.

**Q<sub>moyh</sub>** : Débit moyen horaire.

**Q<sub>pts</sub>** : Débit de pointe par temps sec.

**Q<sub>ptp</sub>** : Débit de pointe par temps de pluie.

**Q<sub>d</sub>** : Débit de nuit.

**α** : Coefficient de dilution.

**Q<sub>max</sub>** : Débit maximal entrant à la STEP.

**DBO** : Demande biochimique en oxygène.

**DCO** : Demande chimique en oxygène.

**MES** : Matière en suspension.

**MVS** : Matière volatilités en suspension.

**η** : Rendement.

**C<sub>i</sub>** : Concentration à l'entrée de la station.

**C<sub>r</sub>** : Concentration à la sortie de la station.

**K** : Coefficient de biodégradabilité

**ΔH** : Pertes de charge.

- Q<sub>ém</sub>** : Débit de l'émissaire.
- R<sub>h</sub>** : Rayon hydraulique.
- C** : Coefficient de CHEZY.
- V<sub>ps</sub>** : Vitesse à pleine section.
- Q<sub>ps</sub>** : Débit à pleine section.
- R<sub>q</sub>** : Rapport des débits.
- R<sub>v</sub>** : Rapport des vitesses.
- g** : Accélération de la pesanteur (9.81 m<sup>3</sup>/s).
- Déco** : Diamètre économique.
- L** : Largeur de la grille (m).
- α** : Angle d'inclinaison de la grille avec l'horizontal.
- h max** : Hauteur maximum d'eau admise sur une grille (m).
- β** : Fraction de surface occupée par les barreaux.
- d** : Epaisseur des barreaux de la grille (cm).
- e** : Espacement entre les barreaux (cm).
- σ** : Coefficient de colmatage de la grille.
- S** : Surface de passage de l'effluent
- V** : Vitesse de passage à travers la grille (m/s).
- ΔH** : perte de charge (m).
- β'** : Coefficient dépendant de la forme des barreaux.
- V** : Vitesse d'écoulement dans la grille (m/s).
- V<sub>e</sub>** : La vitesse horizontale (vitesse d'écoulement).
- V<sub>s</sub>** : Vitesse de sédimentation.
- L** : Longueur de bassin déshuilage –dessablage.
- H** : Profondeur de bassin déshuilage –dessablage.
- V** : Le volume d'air à injecter (m<sup>3</sup>).
- S** : Surface totale de bassin déshuilage –dessablage.
- D** : Diamètre du décanteur (m).
- V** : Volume du décanteur (m<sup>3</sup>).
- h** : Hauteur du décanteur (m).
- C<sub>m</sub>** : La charge massique.
- C<sub>v</sub>** : La charge volumique.
- L<sub>0</sub>** : Charge polluante (kg DBO<sub>5</sub>/j).
- V** : Volume du bassin d'aération.

**Le** :  $DBO_5$  éliminée dans le bassin d'aération par jour (Kg).

**Xa** : Quantité de boues (MVS) présentes par jour dans le bassin d'aération (Kg).

**a'** : La fraction de pollution transformé en énergie de synthèse au cours de l'épuration

**Td** : Période diurne en heures

$\alpha$  : Rapport des coefficients de transfert d'eau usée en eau propre.

**En** : Puissance de l'aération nécessaire.

**Q<sub>o2</sub>** : Besoin réel en oxygène de pointe (kg/h).

**Ea** : Quantité d'O<sub>2</sub> par unité de puissance.

**Pa** : Puissance spécifique absorbée.

**Sh** : Surface horizontale du bassin.

**X<sub>min</sub>** : Boues minérales (25 % de MES).

**X<sub>dur</sub>** : Boues difficilement biodégradables (appelées matières dures).

$a_m$  : Coefficient de rendement cellulaire (g cellulaires formées /g  $DBO_5$  éliminées).

**b** : Fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène.

**X<sub>eff</sub>** : Fuite de MES avec l'effluent.

**X<sub>m</sub>** : Concentration de boues en excès (kg/j).

**I<sub>m</sub>** : L'indice de Mohlman.

**R** : taux de recyclage(%).

**[X<sub>a</sub>]** : concentration des boues dans le bassin

**L** : longueur du bassin de désinfection.

**B** : largeur du bassin de désinfection

**DX<sub>p</sub>** : quantité issues du décanteur prima

**S1** : concentration des boues.

**S2**: concentration des boues.

**B<sub>ao</sub>** : représente la quantité de MVS au temps initiale.

**B<sub>a</sub>** : représente la quantité de MVS au temps t.

**K<sub>s</sub>** : le taux d'élimination des MVS qui dépend de la boue, de la température et également des traitements précédant la digestion.

Depuis longtemps le rejet direct des eaux usées dans le milieu naturel s'avère possible c'est que d'une part, celle-ci ont une capacité énorme de dilution, et que d'autre part elles ont le pouvoir de s'auto-épurer grâce à leurs flores microbiennes.

Le développement de la population a causé une hausse de la pollution de l'eau. La contamination des lacs et des rivières est un des problèmes de pollution de l'eau que l'on rencontre le plus fréquemment dans le monde, d'où la nécessité de traiter les eaux usées avant de les rejeter dans le milieu naturel.

Ces rejets augmentent du fait de l'industrialisation et l'élévation du niveau de vie de la population, les capacités d'autoépurations sont jugées dépassées ce qui pousse les chercheurs à développer plusieurs techniques pour l'amélioration du rendement épuratoire.

Dans ce cadre, les efforts d'investissement de notre pays, fournis durant les dernières années ont permis l'émergence de nombreuses stations d'épuration urbaines et industrielles. Cela démontre le noble objectif poursuivi, à savoir la préservation de la santé publique et du milieu naturel ainsi que la protection des ressources en eau potable tant superficielles que souterraines.

Cependant, la complexité de la gestion, le manque du personnel qualifié et de la réalité algérienne ont un effet handicapant vis-à-vis de ces objectifs.

Notre projet a pour objet la réalisation d'une station d'épuration au niveau de la ville d'AZAZGA wilaya de TIZI-OUZOU.

La ville d'AZAZGA, dotée d'un réseau hydrographique dense, connaît un grand problème de déversement de toutes les eaux d'origines diverses dans les cours d'eaux.

Il est précisé que notre ville se trouve dans une région où la présence de nappes d'éboulis est très répandue. Ces nappes sont libres et se trouvent à des profondeurs très faibles, d'où leurs vulnérabilités aux infiltrations de polluants.

Notre travail consiste à la conception d'une station d'épuration par boue activées, afin de traiter les eaux usées et par conséquent résoudre les désagréments engendrés par ces derniers.

La réutilisation des eaux épurées, et l'exploitation des boues sont des perspectives dont les agriculteurs pourraient bénéficier.

## Introduction

Il est nécessaire de faire une présentation globale de la zone d'étude avant d'entamer l'étude pour la réalisation d'une station d'épuration des eaux usées.

### 1.1. Situation géographiques de la zone d'étude

La commune d'AZAZGA (chef-lieu de daïra) s'étale sur une superficie de 77,05Km<sup>2</sup> soit 77,05.10<sup>2</sup> ha, avec une population estimée à 309.000 habitants d'après le recensement de 1998. Elle est répartie sur le chef-lieu, six (06) villages, neuf (09) hameaux et une zone éparses.

La ville d'AZAZGA est située à environ trente-sept (37) kilomètres à l'Est de Tizi-Ouzou sur l'axe de la route nationale N°12 reliant la wilaya de Tizi-Ouzou à celle de BEJAIA.

[5]

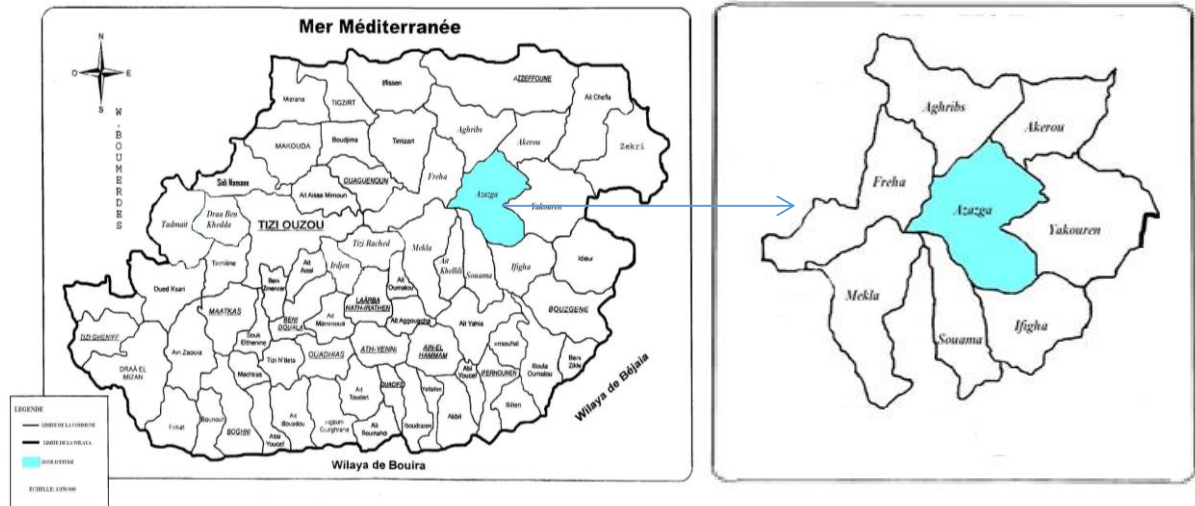
Faisant partie de la wilaya de Tizi-Ouzou, la ville d'AZAZGA est délimitée :

- Au Nord par les communes d'AGHRIBS et AKEROU.
- A l'Est par la commune de YAKOUREN.
- A l'Ouest par la commune de FREHA.
- Au Sud par les communes de MEKLA, AIT KHELIL et SOUMAA.

La daïra d'AZAZGA est scindée en cinq communes à savoir :

- La commune d'AZAZGA.
- La commune d'IFIGHA.
- La commune de FREHA.
- La commune de ZEKRI.
- La commune de YAKOUREN.

Ces quatre dernières communes ne sont pas concernées par l'étude.



**Figure 1.1 : Situation géographique de la ville d'AZAZGA.**

## 1.2. Situation Topographique

La vallée d'AZAZGA fait partie du bassin versant du haut SEBAOU, ce dernier s'étend sur une superficie de 150000m<sup>2</sup>. L'altitude de cette commune varie entre 150 à 1014 mètres. (Subdivision AZAZGA).

La configuration physique de la commune d'AZAZGA est relativement montagneuse et comporte une zone de plaine sur les flancs de l'oued SEBAOU, au sud-ouest de la commune. Le territoire de la commune se compose de plusieurs types de reliefs repartis en trois zones principales. (Subdivision AZAZGA). [5]

### 1.2.1. Zone de plaines

C'est la partie qui se situe le long de l'oued SEBAOU et qui s'étend de l'Oued BOUBHIR jusqu'à la limite administrative avec la commune de FREHA (limite SUD et EST). Les pentes y sont relativement faibles (0 à 5%) et cette zone représente 20% de la superficie totale de la commune soit 1541 ha, cette superficie est principalement réservée au maraîchage, l'arboriculture et les céréales.

### 1.2.2. La zone de collines et piémonts

C'est la partie constituée par le versant Est de la vallée ; les pentes y sont assez fortes ; et varient de 6 à 20%. Cette zone occupe 30% de la superficie globale soit environ 2311,5 ha. Cette dernière est principalement réservée aux céréales, à l'arboriculture (olivier, figuiers) et aux pâturages.

### 1.2.3. La zone de montagnes

Située au sud-est de la commune, cette zone est très importante malgré ses faibles potentialités agricoles, les pentes y sont généralement supérieures à 15%. Cette zone couvre environ 50% de la superficie de la commune soit 3852,5ha. On y trouve principalement des plantations forestières (chêne, zen, chêne-liège) du maquis et accessoirement des plantations d'oliviers et figuiers.

Dans l'ensemble, l'altitude maximale à travers le territoire de la commune varie entre 128 m (OUARKIK) et 851m (AGUEMOUN –IZEM). (Subdivision AZAZGA).

### 1.3. Situation hydrogéologique

Les caractéristiques hydrogéologiques de la région d'AZAZGA se résument comme suit :

- ✚ Les nappes d'éboulis qui renferment un fort pourcentage de fines formant une matrice très plastique, la teneur en eau augmente et le milieu est animé d'un mouvement viscoplastique.
- ✚ Les nappes des grés et calcaires lacustres du Pliocène : Ces nappes sont libres dans la région sud et captives sous la vallée au Nord et à l'Est.
- ✚ Une nappe aquifère au Nord (tala KOUCHEH).

L'écoulement général de ces nappes se fait vers l'Ouest. [5]

### 1.4. Situation hydrographique

Le territoire de la commune est parcouru par un réseau hydrographique (cours d'eau) assez dense. L'oued le plus important, est l'oued SEBAOU : se localise a 80Km a l'EST d'Alger du point de vue administratif la région chevauche deux wilayas, Tizi-Ouzou (moyen et haut sébaou) et Boumerdes (bas sébaou) ces limites naturels sont : [4]

- Au NORD, la chaîne littorale et la mer méditerranée.
- A l'EST le Bassin de la SOUMMAM.
- A l'OUEST le Bassin d'ISER.
- Au SUD et SUD EST par la chaîne de DJURDJURA.

Les autres oueds et cours d'eau sont des affluents de rives droite et gauche de l'oued SEBAOU. L'oued Sébaou a un débit variant de 30m<sup>3</sup>/heure en période des basses eaux à 120 m<sup>3</sup> / heure en période des hautes eaux. (DHW Tizi-Ouzou)

En effet, L'écoulement des oueds existants converge des montagnes vers la vallée de l'oued SEBAOU. Ces oueds sont caractérisés par des débits faibles et très irréguliers (importants en hivers, secs en été).ils sont constitués par :

- Oued DISS.
- Oued STRAOUIA.
- Ighzer ABOUD.
- Ighzer IMERDANE.
- Ighzer BOU LENA.
- Ighzer Iazoudjen.

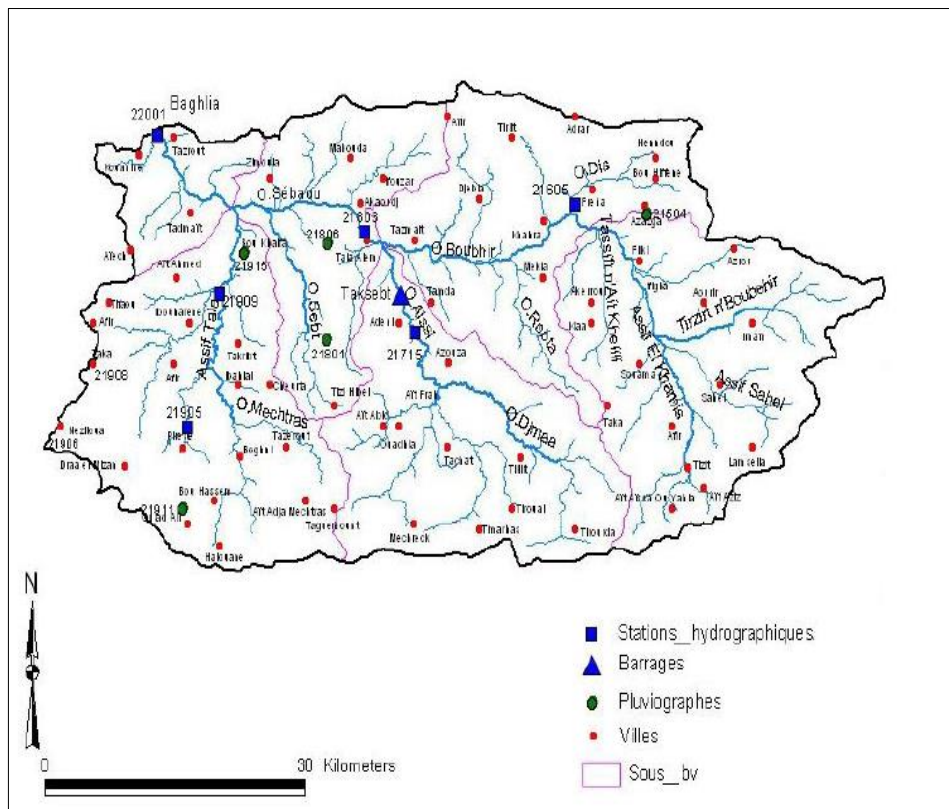


Figure 1.3: Carte du Réseau hydrographique du bassin du Sébaou (Source: ANRH T-O).

### 1.5. Présentation du site d'implantation de la station

La station d'épuration projetée sera implantée sur un terrain domanial, qui se trouve dans la commune d'AZAZGA au lieu-dit « **Ighil Kerboudj** », La superficie disponible pour l'implantation de la future STEP est de **3 ha**.

Les critères de sélection de ce site sont les suivants :

- Situation topographique favorable ce qui facilité l'écoulement gravitaire des rejets.

- Les habitants riverains sont suffisamment éloignés, à une distance environ de 600m.
- Disponibilité du terrain (3 ha).
- Terrain plat ce qui réduit les travaux de terrassement lors de la réalisation de la station.
- Le site se trouve à un niveau relevé par apport au lit de l'oued donc suffisamment protégé contre les risques d'inondation.
- La source d'énergie électrique est très proche (la ligne électrique de moyenne tension).
- Le site est situé à proximité de la nouvelle autoroute ce qui facilite l'exploitation et la gestion de la STEP (bonne servitude).

## SITE D'IMPLANTATION DE LA STEP



**Figure 1.4: Vue terrestre du site d'implantation.**

### 1.6. Situation démographique

Pour pouvoir déterminer les débits d'eaux usées d'origine domestique à traiter, il est nécessaire d'évaluer la population desservie et son évolution en fonction du temps.

Pour déterminer la population future, plusieurs méthodes donnent des relations plus ou moins approximatives selon les caractéristiques de la ville considérée.

Dans notre cas, nous avons opté pour la méthode dite à taux de croissance géométrique qui stipule que la croissance est directement proportionnelle à la population actuelle, soit :

$$P = P_0 (1+t)^n \dots\dots\dots (1.1)$$

Avec :

- P : Population future à l'horizon considéré.

- $P_0$  : Population à l'année de référence 2008.
- $t$  : Taux d'accroissement annuel de la population en %.  
 $t=3\%$  (d'après les services de l'APC d'AZAZGA).
- $n$  : Nombre d'année séparant l'année de référence-de l'horizon considéré.

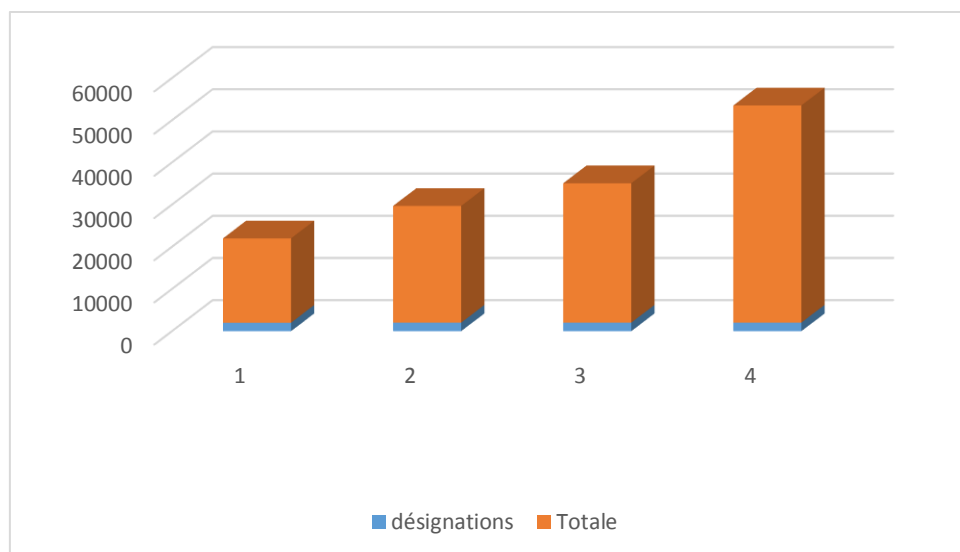
Il est à noter que les populations raccordées au réseau d'assainissement dont les eaux seront traitées par la station d'épuration résident dans les villages suivants :

- Tizi-Bouchène.
- Ighil-Bouzel.
- Tadart y compris Tala-Oukouchah et Tazaghart.
- Chef-lieu de la ville d'AZAZGA et ses périphéries : Taazibt, Agouni-guizène. [4]

En utilisant le recensement RGPH 2008 avec un taux d'accroissement de la population de 3%, l'estimation de la population aux différents horizons de calcul est reportée dans le tableau 1.1.

**Tableau 1.1: Evolution de la population raccordé à la STEP pour différent horizon.**

| Désignations                         | 2008         | 2019          | 2025         | 2040         |
|--------------------------------------|--------------|---------------|--------------|--------------|
| centre-ville+thaazivt+agouni-Guizène | 6965         | 9 641         | 11512        | 17935        |
| Tadart+Tala Oukouchah+Tazaghart      | 3169         | 4 387         | 5238         | 8160         |
| Tizi-Bouchéne                        | 6700         | 9 274         | 11074        | 17253        |
| Ighil- Bouzale                       | 3155         | 4 367         | 5215         | 8124         |
| <b>Totale</b>                        | <b>19989</b> | <b>27 669</b> | <b>33039</b> | <b>51473</b> |



**Figure 1.5: Evaluation de la population.**

## 1.7. Situation hydrologique

Les données climatiques ont été récoltées auprès de l'ONM, de l'ANRH T-O de la subdivision et des services de l'APC d'AZAZGA.

La commune fait partie du bassin versant du haut SEBAOU. Ce dernier est caractérisé par un climat méditerranéen de type chaud et sec en été, humide et froid en hiver. [4]

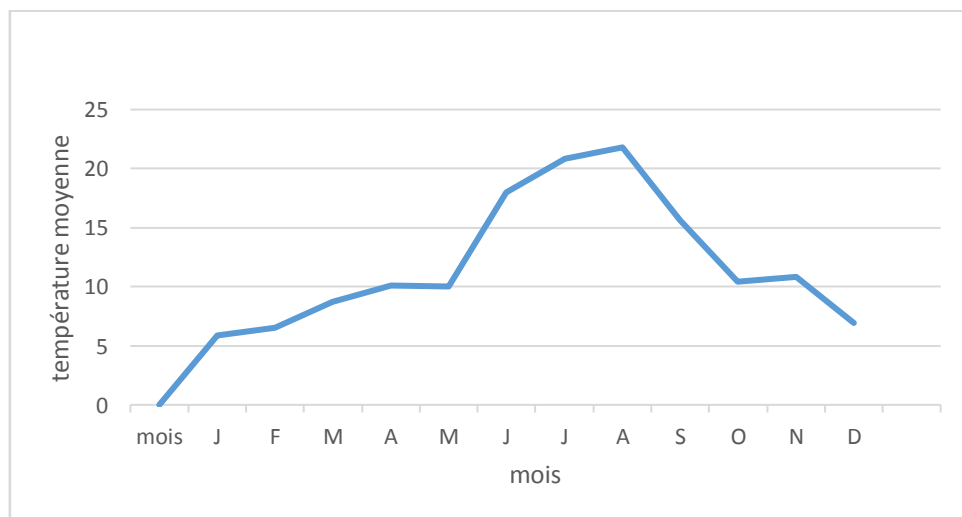
### 1.7.1. Température

Les données des températures minimales et maximales moyennes mensuelles pour l'année 2014.

**Tableau 1.2: Températures moyennes en (°C) d'AZAZGA pour l'année 2014.**

| Mois         | J    | F    | M    | A    | M    | J    | J    | A    | S    | O    | N    | D    |
|--------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| <b>T max</b> | 15.4 | 16.8 | 19.9 | 21.7 | 26.2 | 31.8 | 35.7 | 36.2 | 31.8 | 26.8 | 18.8 | 16.2 |
| <b>T moy</b> | 5.9  | 6.5  | 8.7  | 10.1 | 10   | 18   | 20.8 | 21.8 | 15.6 | 10.4 | 10.8 | 6.9  |
| <b>Tmens</b> | 10.1 | 10.8 | 13.4 | 15.5 | 19.4 | 24.6 | 27.4 | 28   | 24.5 | 20.3 | 14.4 | 11.1 |

Les températures dans la région sont très variables : basses en hivers (inférieur à 11°) et relativement élevées en été plus particulièrement en juillet et aout (30° à 35°) avec parfois des pics à plus de 40 °C.



**Figure 1.6: Température moyenne mensuelle (station d'AZAZGA 2014).**

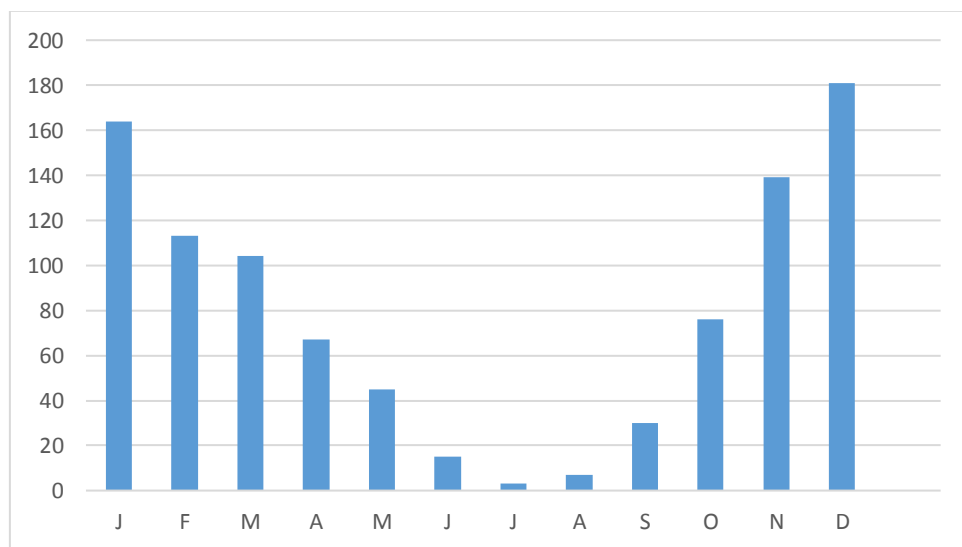
### 1.7.2. La pluviométrie

Les données des précipitations moyennes mensuelles pour l'année 2014. [DHW]

**Tableau 1.3 : Précipitations moyennes mensuelles en (mm).**

| Mois            | J   | F   | M   | A  | M  | J  | J | A | S  | O  | N   | D   | TOTAL |
|-----------------|-----|-----|-----|----|----|----|---|---|----|----|-----|-----|-------|
| <b>Moy (mm)</b> | 164 | 113 | 104 | 67 | 45 | 15 | 3 | 7 | 30 | 76 | 139 | 181 | 944   |
| <b>Jour</b>     | 11  | 9   | 9   | 7  | 5  | 2  | 5 | 1 | 3  | 6  | 10  | 12  | 80    |

Les précipitations pluviales annuelles sont de l'ordre de 944 mm, avec un minimum de 3 mm en mois de juillet et un maximum de 181 enregistrée durant le mois de décembre.

**Figure 1.7: Précipitation moyenne mensuelle (station d'AZAZGA, 2014).**

### 1.7.3. Humidité

L'humidité est présente tous les mois de l'année, voir monter le brouillard y compris en été avec la remontée de l'humidité tout au long des flancs des reliefs ou en provenance de vallée du SEBAOU. [DHW]

## 1.8. Situation hydraulique

La situation hydraulique comprend l'étude du réseau d'alimentation en eau potable et le réseau d'assainissement. [5]

### 1.8.1. Réseau d'alimentation en eau potable

L'alimentation en eau potable de la ville d'AZAZGA se fait essentiellement par le transfert du barrage TAKSEBT qui est divisée en deux parties en arrivant à FREHA. Une partie alimente FREHA et l'autre alimente AZAZGA et Ait BOUHOUNI avec un diamètre de 400mm et par trois stations qui sont comme suites :

- Station de transfert de DJABLAH (SR1).
- Station de transfert de CHIHANI (SR2).
- Station de transfert de TAZIBT (SR3).

### 1.8.2. Réseau d'assainissement

Le réseau d'assainissement unitaire a pour rôle, l'évacuation de toutes les eaux usées de la ville et une partie des eaux pluviales vers une station d'épuration-STEP-via un système de conduites, de regards, de déversoirs d'orage et d'une station de pompage. Le réseau d'assainissement de la ville d'AZAZGA est principalement unitaire (évacuation des eaux pluviales et usées se fait dans le même collecteur). Les diamètres varient entre 300mm et 1600 mm, d'un linéaire de 20000m. Le site de la STEP est implanté à 100 ml à partir de dernier regard de jonction situé au-dessous des deux déversoirs d'orage N° 01 et N° 04 appartenant respectivement aux bassins versant de THADART et IGHIL-BOUZAL dont les caractéristiques se trouvent dans le tableau 1.4. [5]

**Tableau 1.4: Caractéristiques des déversoirs d'orage.**

| Déversoir d'orage                | Désignation | Débit entrant (l/s) | Caractéristiques      |                       |                        |                     | type    |
|----------------------------------|-------------|---------------------|-----------------------|-----------------------|------------------------|---------------------|---------|
|                                  |             |                     | Hauteur du seuil (mm) | Longueur du seuil (m) | Conduite entrante (mm) | débit déversé (l/s) |         |
| Déversoir d'orage de Tadart      | DVO n°01    | 6071,22             | 528                   | 16.00                 | 1200                   | 5420                | Latéral |
| Déversoir d'orage d'Ighil Bouzel | DVO n°04    | 7404,58             | 976                   | 18.00                 | 1600                   | 3560                | Latéral |

(Source : Subdivision de l'hydraulique d'AZAZGA)

#### Remarque

Le débit d'eau usée qui arrive au regard de jonction est donc limité par la présence de ces déversoirs d'orages. De ce fait le débit arrivant à l'amont de la station d'épuration par l'émissaire sera la somme des débits véhiculés par ces derniers. (Le calcul sera fait dans le chapitre 4 : calcul hydraulique).

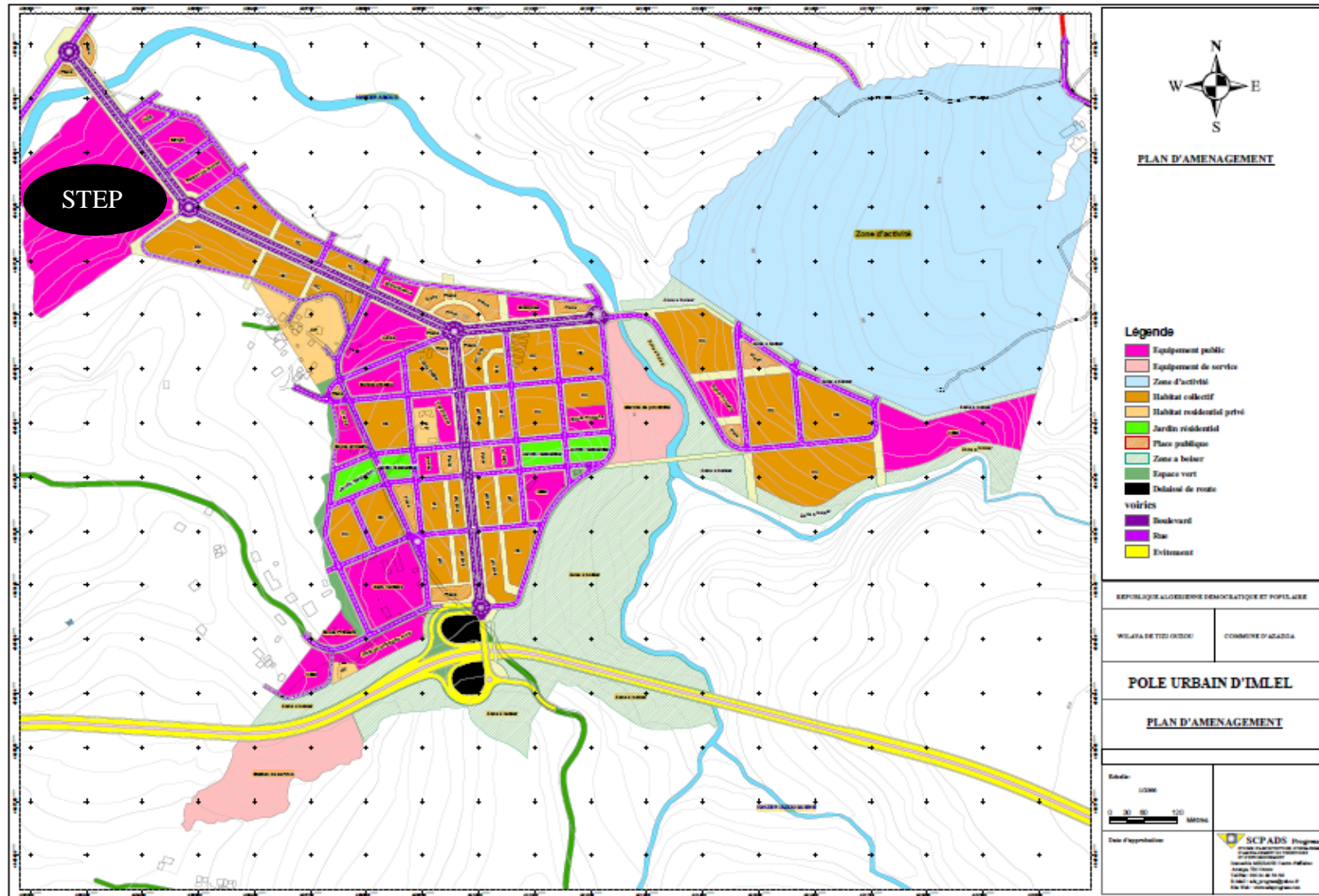


Figure 1.8 : Plan d'aménagement de la région d'étude.

## Conclusion

Il ressort de cette étude que la ville d'AZAZGA est caractérisée par un climat méditerranéen (DHW TO). Le relief pratiquement incliné, surtout dans la partie haute ce qui favorise l'écoulement gravitaire vers la partie basse. (DHW TO).

Le réseau d'AEP contient plusieurs réservoirs et stations de pompages, la distribution d'eau potable se fait 24/24. Le réseau d'assainissement est unitaire et en bon état, et achemine les eaux usées (eaux domestiques et équipements) de notre zone d'étude vers le cours d'eau dénommé « IGHZAR ABOUD ».

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

En effet, le site d'implantation de la station a été choisi en fonction de certains critères, à savoir :

- L'éloignement des habitations.
- Topographie du terrain.
- Position par rapport au réseau d'assainissement.
- Géologie du terrain.
- Position par rapport à la zone de réutilisation agricole.

Dans ce qui suit nous allons voir l'origine et nature des eaux usées.

## Introduction

Les eaux usées regroupent les eaux résiduaires domestiques (les eaux vannes et les eaux ménagères), les eaux de ruissellement et les effluents industriels (eaux usées des usines). qui constituent donc un effluent pollué, et sont rejetées dans un émissaire d'égout vers le milieu naturel.

### 2.1. Origine des eaux usées

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

#### 2.1.1. Les eaux pluviales

Ce sont les eaux de ruissellement (eaux pluviales, eaux d'arrosage des voies publiques, eaux de lavage de caniveaux, des marchés et des cours).

Les eaux qui ruissellent sur les toitures, les cours, les jardins, les espaces vert, les voies publiques et les marchés entraînent toutes sortes de déchets minéraux et organiques : de la terre, des limons, des déchets végétaux, etc. Et toutes sortes de micropolluants (hydrocarbures, pesticides... etc.).

#### 2.1.2. Les eaux industrielles

Tous les rejets résultant d'une utilisation de l'eau autre que domestique sont qualifiés de rejets industriels. Cette définition concerne les rejets des usines, mais aussi les rejets d'activités artisanales ou commerciales. Ces eaux ont une grande variété et peuvent être toxiques pour la vie aquatique, ou pour l'homme.

Les eaux résiduaires sont celles qui ont été utilisées dans des circuits de réfrigération, qui ont servi à nettoyer ou laver des appareils, des machines, des installations, des matières premières ou des produits d'une usine, elles peuvent contenir des substances chimiques utilisées au cours des fabrications.

Les liquides résiduaires sont les liquides résultant des fabrications, c'est le cas des solutions de produits chimiques, des solutions de sous-produits, ou le cas des liquides acides provenant de vidange des cuves de décapage de métaux.

Les rejets industriels peuvent donc suivre trois voies d'assainissement :

- Ils sont directement rejetés dans le réseau domestique.

- Ils sont prétraités puis rejetés dans le réseau domestique.
- Ils sont entièrement traités sur place et rejetés dans le milieu naturel.

### **2.1.3. Les eaux domestiques**

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

Elles se répartissent en :

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

### **2.1.4. Les effluents agricoles**

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

### **2.1.5. Les eaux parasites**

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

Les eaux parasites doivent être mesurées sur le réseau.

## **2.2. Nature de la pollution**

L'eau fait partie du patrimoine mondial, elle est indispensable à toutes vies animales ou végétales. C'est aussi une matière première importante pour l'agriculture et l'industrie.

L'eau n'est jamais consommée, elle est renouvelable, elle est restituée au milieu extérieur après tout usage, plus ou moins polluée. Ces pollutions la rendent impropre pour un autre usage et constituent un danger pour la santé, l'hygiène et l'environnement.....

La pollution se manifeste généralement sous quatre formes principales :

- Organique.
- Microbiologique.

- Minérale.
- Toxique (minérale et organique).

### **2.2.1. Pollution organique**

La pollution organique constitue souvent la fraction la plus importante d'autant plus que dans son acceptation la plus large, cette forme de pollution peut être considérée comme résultant de diverses activités (urbaines, industrielles, artisanales et rurales) chaque activité rejette des composés spécifiques biodégradables ou pas. On distingue pour les eaux usées urbaines les matières organiques banales (protides, lipides, glucides), les détergents (anioniques, cationiques, non ioniques), les huiles et goudrons.

Il est à noter l'existence d'autres substances organiques utilisées ou fabriquées industriellement, c'est le cas des phénols, des aldéhydes.

### **2.2.2. Pollution microbiologique**

La pollution microbiologique est due aux bactéries d'origine fécale et provient principalement des eaux usées et des élevages agricoles. Elle entraîne des conséquences pour la qualité des eaux de baignade, des sites de sports nautiques, et la qualité microbiologique des zones de pêche. La contamination microbiologique a des conséquences importantes sur la santé humaine. Par contre, les espèces marines (faune et flore) semblent peu impactées par ce type de pollution.

La pollution microbiologique est évaluée en suivant certains indicateurs de contamination fécale. Ces derniers ont permis de mettre en place une réglementation concernant les activités conchylicoles (élevage d'huîtres, de moules...) et de loisirs, dont la baignade. Ils permettent aussi d'évaluer la qualité de l'eau en vue d'une labellisation biologique des algues.

La pollution microbiologique devient très dangereuse lorsque les eaux usées sont rejetées dans un milieu récepteur pouvant provoquer des maladies dangereuses pour l'individu.

Le rejet urbain en général présente des conditions très favorables à la prolifération de certains germes pathogènes et d'organismes bactériens. On peut citer les virus, les bactéries, les protozoaires, les vers et les microchampignons. Ces différents éléments garantissent une masse permanente en germes utiles à l'épuration par biodégradation.

### **2.2.3. Pollution minérale**

Pollution liée à la présence de sels (chlorures et sulfates) quantifiée en mesurant les quantités d'azote et de phosphore présentes dans l'eau, qui proviennent en grande partie des

matières organiques complexes (déchets alimentaires, matières fécales, etc.). Le phosphore provient également de certains produits de nettoyage, détergents et produits de vaisselle.

Ces substances suscitées peuvent causer :

- Des problèmes sur l'organisme de l'individu.
- Perturbation de l'activité bactérienne en station d'épuration.
- Affectation des cultures agricoles.

## **2.3. Charges polluantes**

### **2.3.1. Charges en MES**

Les charges en matières en suspension apportées par les eaux usées sont estimées suivant le type de réseau à :

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

### **2.3.2. Charges en DBO5**

La charge de DBO d'un rejet d'eaux usées est le produit de la DBO unitaire par son débit. Si la DBO unitaire a été déterminé sur 5 jours, elle constitue la charge de « DBO5 du rejet ». La charge en DBO5 apportée par les eaux brutes est exprimée par jour et par habitant suivant le type de réseau.

### **2.3.3. Les normes de rejet**

On entend par normes de rejet, les valeurs admissibles des paramètres de pollution qui règlementent le rejet des effluents dans le milieu naturel.

Les normes qui varient d'un pays à un autre sont fonction de :

- L'état de l'environnement (flux de la pollution, nature de la pollution).
- Niveau de la conscience écologique des autorités concernées par la mise en œuvre de la législation, promulgation des lois et de leurs applications.

Le tableau 2.1 illustre les normes de rejets en rivière des effluents urbains à atteindre après l'épuration selon le décret n°93-160 du 10 juillet 1993 :

Tableau 2.1: Les normes de rejets en rivière des effluents urbains.

| Paramètres            | Valeurs   | Unités |
|-----------------------|-----------|--------|
| Température           | 30        | C°     |
| PH                    | 5.5 - 8.5 |        |
| MES                   | 30        | mg/l   |
| DBO5                  | 30-40     | mg/l   |
| DCO                   | 90-120    | mg/l   |
| Azote total           | 50        | mg/l   |
| Phosphates            | 2         | mg/l   |
| Aluminium             | 5         | mg/l   |
| Cadmium               | 0.2       | mg/l   |
| Chrome 3 <sup>+</sup> | 3         | mg/l   |
| Chrome 6 <sup>+</sup> | 0.1       | mg/l   |
| Fer                   | 5         | mg/l   |
| Manganèse             | 0.1       | mg/l   |
| Mercuré               | 5         | mg/l   |
| Nickel                | 1         | mg/l   |
| Plomb                 | 3         | mg/l   |
| Cuivre                | 3         | mg/l   |
| Zinc                  | 5         | mg/l   |
| Huiles et graisses    | 20        | mg/l   |
| Hydrocarbures         | 20        | mg/l   |
| Phénols               | 0.5       | mg/l   |
| Solvants organiques   | 20        | mg/l   |
| Chlore actif          | 1         | mg/l   |
| Détergents            | 12        | mg/l   |

(Source: DHW T.O).

## 2.4. Caractéristiques des paramètres de pollution étudiés

La pollution des eaux usées se présente sous trois formes principales :

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

### 2.4.1. Paramètres physiques

- **La température**

Il est indispensable de connaître la température exacte de l'eau car c'est un facteur important dans la vie d'un cours d'eau, un changement de température affecte les diverses propriétés de l'eau.

La température joue un rôle dans la solubilité des sels et des gaz en particulier la conductivité électrique et dans les variations de pH (D'après Raymond. D).

- **La turbidité**

Le caractère trouble d'une eau est dû à la présence de matières en suspension colloïdales de nature minérale ou organique qui ne peuvent pas sédimenter facilement à cause de leurs faibles tailles et masse volumique. Elles ont également la propriété d'être chargées négativement, ce qui leur confère un pouvoir de répulsion électrostatique qui empêche leur décantation naturelle.

L'effet le plus important de la turbidité est sa capacité de protection des bactéries et des virus contre la désinfection.

- **Conductivité**

Ce paramètre est lié à la concentration des substances dissoutes et à leurs natures. La mesure de la conductivité permet d'évaluer la minéralisation globale de l'eau.

La conductivité d'une eau varie selon son degré d'impureté, ainsi plus la concentration ionique des sels dissous est grande, plus la conductivité est grande.

La minéralisation d'une eau est bénéfique dans le cadre de sa réutilisation dans le domaine agricole. Elle apporte au sol les sels minéraux pour sa fertilisation. En fonction de la présence en grande quantité d'un sel, on pourra faire le choix de la culture.

- **La couleur**

La couleur est due le plus souvent à la présence de la matière organique dissoutes ou colloïdales, il n'y a pas de relations strictes entre la couleur et concentration en matière organiques.

Une eau doit être incolore, la couleur grisâtre de l'eau d'égout est d'origine domestique, une couleur noire indique une décomposition partielle, les autres teintes indiquent un apport d'eau résiduaire industrielle.

Selon Raymond. D, le déversement des sels ferreux donne lieu également, par oxydation avec l'oxygène contenu dans l'eau, à une coloration « rouille » et un dépôt d'hydroxyde de fer.

- **L'odeur**

D'après Rodier. J, le test d'odeur ne constitue pas une mesure mais une appréciation et celle-ci a donc un caractère personnel. Les odeurs proviennent, soit des produits chimique soit des matières organiques en décomposition et en absence d'oxygène, soit des protozoaires ou d'organismes aquatique.il a été confirmé que les algues planctoniques en période de floraison peuvent être à l'origine d'odeur associées à des goûts et même à des phénomènes toxiques.

- **Les charges pondérales**

- **Les matières en suspensions (MES)**

Il s'agit de matières solides qui ne sont ni solubilisées ni colloïdales. On peut considérer qu'ils représentent un intermédiaire entre les particules minérales du type sable ou poussières de charbon et les particules minérales du type mucilagineuse. Elles sont séparables par filtration, décantation ou centrifugation.

- **Les matières volatiles en suspension(MVS)**

Selon Satain.M et Bechir.S, Elles représentent la fraction organique des matières en suspension et sont obtenues par calcination de ces MES à 525°C pendant 2ans.

La différence entre MES totale et MES à 525°C donne la « perte au feu » et correspond à la teneur en MVS en (mg/l) d'une eau.

- **Les matières minérales en suspension (MMS)**

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

- **Les matières décantables (MD) et non décantables (MND)**

On distingue les fractions qui décantent en un temps donné (2heures) suivant des conditions opératoires particulières (utilisation d'cône Imhof ou Coin).

Les matières non décantables sont celles qui restent dans le surnageant et qui vont donc être dirigées vers le procédé de traitement biologique ou chimique.

## 2.4.2. Les paramètres chimiques

- **Potentiel hydrogène (pH)**

Le pH indique la concentration en H<sup>+</sup> présent dans l'eau, le pH joue un rôle primordial à la fois dans les propriétés physico-chimiques (acidité et agressivité), dans le processus biologique et dans l'efficacité de certains traitements.

Les microorganismes tolèrent une gamme de pH relativement réduite :

- 5 à 9 en milieu aérobie.
- 6 à 8 en milieu anaérobie.

- **Demande biochimique en oxygène (DBO5)**

La demande biochimique en oxygène (DBO) est la quantité d'oxygène nécessaire pendant un certain temps dans des conditions données par les micro-organismes assimilateurs de certaines matières organiques pour assurer leur dégradation par voie biologique. Elle est exprimée en milligrammes d'oxygène par litre (mgO<sub>2</sub>/l).

La demande biochimique en oxygène (DBO<sub>5</sub>), correspond à la quantité d'oxygène (O<sub>2</sub>) consommée dans les conditions de l'essai d'incubation durant cinq(05) jours à une température de 20°C et à l'obscurité, pour assurer la dégradation par voie biologique de certaines matières organiques présentes dans l'eau.

La mesure de la DBO<sub>5</sub> constitue un moyen valable de l'étude des phénomènes naturels de destruction des matières organiques.

Pratiquement la DBO<sub>5</sub> permet d'apprécier la charge du milieu considéré en substances putrescibles.

- **Demande chimique en oxygène (DCO)**

La demande chimique en oxygène exprimée en mg/l d'O<sub>2</sub>, représente la teneur totale de l'eau en matière oxydable. Ce paramètre correspond à la quantité d'oxygène qu'il faut fournir pour oxyder par voie chimique ces matières. Selon Degremont.

- **Le carbone organique total (COT)**

Il ne représente que le carbone présent dans les composés organiques. La valeur de (COT), contrairement à la DBO, détermine complètement les composés difficilement ou non

dégradables biochimiquement, qui sont d'une grande importance pour l'évaluation de la pollution de l'eau et des effluents.

Le gaz et la vapeur produits par la combustion catalytique de l'échantillon sont piégés, et la quantité d'oxygène consommée est mesurée par l'intermédiaire d'une cellule galvanique.

- **Notion de la biodégradabilité**

Le rapport DCO/DBO<sub>5</sub> donne une estimation de la biodégradabilité des eaux usées. La notion de la biodégradabilité représente la capacité d'une substance ou son aptitude à être décomposée par les micro-organismes (bactéries, champignons...)

Le tableau 2.2, nous donne les différents modes de traitements utilisés en fonction du coefficient de biodégradation.

**Tableau 2.2: Coefficient de biodégradabilité**

| <b>K : Rapport (DCO/DBO<sub>5</sub>)</b> | <b>Mode de traitement</b>                                       |
|--|---|
| <b>K=1</b>                               | Pollution totalement biodégradable                              |
| <b>1&lt;K&lt;1.6</b>                     | Epuration biologique très possible                              |
| <b>1.6&lt;K&lt;3.2</b>                   | Traitement biologique associé à un traitement physico-chimique. |
| <b>K&gt;3.2</b>                          | Traitement biologique impossible.                               |

- **Les nutriments**

- **L'Azote**

L'azote peut être présent dans les eaux usées sous plusieurs formes :

- Forme réduite: Azote organique (N) et Azote ammoniacal (NH<sub>4</sub><sup>+</sup>).
- Forme moléculaire: Azote dissous (20mg/l à la température ambiante).
- Forme oxydée: Azote nitreux (NO<sub>2</sub>) et Azote nitrique (NO<sub>3</sub>).

L'azote contenu dans les eaux résiduaires domestiques est essentiellement sous forme Ammoniacale.

Les formes oxydées n'apparaissent pas ou seulement en faibles quantités dans les effluents urbains, ce qui s'explique par le fait qu'une eau usée est toujours considérée comme étant un milieu réducteur.

### ▪ Le phosphore

Le phosphore se présente dans les eaux résiduaires brutes sous deux formes :

- Organique : d'origine industrielle ou biologique provenant des matières fécales.
- Minérales: les ortho et poly phosphates provenant de lessive, d'engrais phosphatés.

L'apport journalier de phosphore est d'environ 4 g par habitant par jour.

La connaissance de la quantité du phosphore dans les eaux résiduaires permet de savoir si un traitement biologique est envisageable.

Dans les bassins biologiques, le phosphore organique et les poly phosphates sont rapidement transformés par les micro-organismes en ortho-phosphates. Une partie de ces derniers est utilisée pour la synthèse de nouvelles cellules.

### 2.4.3. Les paramètres microbiologiques

Les eaux usées évacuent les matières fécales et les urines de populations. Elles sont chargées en germes commensaux de l'homme et germes pathogènes en provenance de porteurs sains ou de malades.

Les micro-organismes pathogènes présents dans les eaux usées peuvent être classés en quatre groupes principaux :

- Les bactéries pathogènes (Salmonelles,.....).
- Les virus (Virus de l'hépatite A,.....).
- Les parasites (Kystes d'amibes,.....).
- Les champignons (encore assez mal connus...).

## 2.5. Pollution existante dans la région d'étude

Les différents types de pollutions sont provoqués par la vie des hommes et leurs multiples activités.

### 2.5.1. Pollution agricole

La pollution agricole est assurée en grande partie par l'activité humaine et l'élevage, l'utilisation des engrais et des pesticides.

L'épandage des engrais utilisés en agriculture apporte des nitrates, des nitrites, des phosphores des sulfates et voir même des chlorures. En effet, les eaux de pluie, d'arrosage ou d'irrigation entraîne une partie des engrais non dégradables dans les cours d'eau. De même

pour les produits phytosanitaires, leur fixation est normalement assurée par le couvert végétal et l'activité biologique qui favorisent leur dégradation, mais il peut y avoir accumulation de produits dans le sol et infiltration dans les nappes.

L'irrigation, dans certaines circonstances avec des eaux chargées en sels, peut être à l'origine directe de pollution souterraine. En effet, la minéralisation des eaux souterraines va s'élever à la suite de l'infiltration de ces eaux chargées.

De plus, les volumes prélevés pour l'irrigation dans les eaux de surfaces ou dans les nappes alluviales pendant les basses eaux, diminuent les débits disponibles pour la dilution des rejets, et accentuent ainsi la pollution.

La commune de FREHA à caractère agricole, se trouve la plus touchée par l'impact des eaux usées rejetées de la commune d'AZAZGA en effet les usées rejetées dans les cours d'eau se retrouvent mélanger aux eaux de Oued SIBAOU, ou les agriculteurs pompent directement l'eau pour l'irrigation de leurs cultures.

**Tableau 2.3 : Pollution des eaux d'irrigation.**

| Communes      | Superficie Contaminé | Type de pollution   | Origine                      | Type de culture atteinte | Impact                 |
|---------------|----------------------|---------------------|------------------------------|--------------------------|------------------------|
| <b>FREHA</b>  | 50 Ha                | Chimique biologique | Unité, carrelage et crèmerie | Maraîchages (pastèque)   | Oued Dis               |
| <b>AZAZGA</b> | Néant                | Biologique          | Eau usées huilerie, abattoir | -----                    | Nappe de l'oued Sébaou |

(Source : DHW. T.O)

### Remarque

On remarque aussi des contaminations par les rejets d'huileries qui provoquent l'acidification des terres agricoles.

### 2.5.2. Les abattoirs

Il existe deux abattoirs à AZAZGA Environ 61 têtes de bétail pâté par jour (61 tête/J) chacun Les eaux rejetées par l'abattoir sont composées généralement de matières organiques (sang, graisses), sans aucun traitement préalable. Elles sont rejetées directement dans la nature. En effet pour épurer un litre d'eau contaminée par le sang il faut 70m<sup>3</sup> d'oxygène.

### 2.5.3. Pollution par les huileries

La trituration des olives nécessite une consommation d'eau. Les rejets issus de ce processus comportent une charge polluante extrêmement élevée. Le volume de l'effluent produit est en moyenne de 50 à 60 litres par 100 kg d'olives, traités selon le procédé classique. Le volume des eaux résiduaires dépasse les 100 litres pour la même quantité d'olive, si l'extraction de l'huile se fait par centrifugation. Ce potentiel polluant mis en œuvre d'un quintal d'olive équivaut à celui de 45 habitants. En fait, 2 litre de margines provoque une pollution égale à celle de 3 personnes par jour. Ces derniers forment une pellicule en forme d'écran à la surface de l'eau empêchant tout échange entre l'eau et l'air et provoque des mauvaises odeurs.

### 2.5.4. Lavage graissage

Ce rejet riche en matières graisse ont les mêmes effets que le précédent.

## Conclusion

La connaissance de la qualité des eaux usées à traiter est indispensable dans un projet de conception d'une station d'épuration.

La dépollution des eaux usées nécessite une succession d'étapes faisant appel à des traitements physiques, physico-chimiques et biologiques.

En dehors des plus gros déchets présents dans les eaux usées, l'épuration doit permettre au minimum d'éliminer la majeure partie de la pollution carbonée.

En effet, la présence des abattoirs dans la région d'étude est source de pollution majeure dès lors qu'ils rejettent leurs eaux dans le milieu naturel. Ces eaux usées peuvent être responsable d'un déséquilibre écologique irréversible ainsi que l'eutrophisation du milieu récepteur.

Aussi, il est à signaler que l'agglomération comprend un hôpital de 240 lits. De ce fait la présence des micropolluants dans les eaux usées est fort probable.

En conséquence le traitement des eaux usées rejetées par notre zone d'étude est donc fortement recommandé.

Dans le chapitre qui suit nous allons calculer les débits et les proportions de la charge polluante des eaux brutes à traiter par la station d'épuration d'AZAZGA.

## Introduction

Dans un projet de conception d'une station d'épuration, l'évaluation des débits et des caractéristiques des eaux usées à traiter (les charges polluantes) est indispensable car il s'agit des facteurs de base de dimensionnement des ouvrages d'une station de traitement des eaux usées. Aussi, La pollution de l'environnement est diverse et complexe suivant son origine urbaine ou industrielle. Il est donc nécessaire d'identifier cette pollution.

Dans ce chapitre on utilise les données collectées (population, taux de croissance...etc.) et les données résultantes de l'analyse des échantillons des eaux usées de la zone d'étude (DBO<sub>5</sub>, DCO, MES), pour calculer les débits et les proportions de la charge polluante des eaux brutes à traiter par la station d'épuration d'AZAZGA.

### 3.1. Estimation des débits et des charges polluantes

Le dimensionnement de la station d'épuration dépend de deux facteurs, les charges hydrauliques et les charges polluantes.

#### 3.1.1. Charges hydraulique

Les débits d'eaux usées à considérer dans une étude de conception d'une station d'épuration correspondent essentiellement aux débits d'eaux usées domestique et aux débits d'eaux usées des équipements.

##### 3.1.1.1. Estimation des débits des eaux usées domestiques

Le calcul des débits des eaux usées se déduit de celui des besoins en eau potable par application d'un coefficient de rejet pris égale à 80% selon la subdivision de l'hydraulique de la Daïra d'AZAZGA. La dotation moyenne journalière en eau potable est estimée à 150 l/Hab/j .On peut déterminer le débit moyen journalier des eaux usées rejetées par la population suivant la relation :

$$Q_{\text{moy ,j EU}} = \text{dot} * N * C_r \dots\dots\dots (3.1)$$

- $Q_{\text{moy ,j EU}}$  : Débit moyen journalier (m<sup>3</sup>/j).
- Dot : Dotation en eau potable (150 l/Hab/j).
- N : Nombre d'habitant.
- C<sub>r</sub> : Coefficient de rejet (0.80).

## Pour l'horizon 2040

$$Q_{\text{moy.jEU}} = 150 * 0.80 * 51473$$

$$Q_{\text{moy.jEU}} = 6176.766 \text{ m}^3/\text{j}$$

### 3.1.1.2. Estimation des débits des eaux usées d'équipement

Pour un dimensionnement moyen, il faut estimer les débits d'équipement, pour le manque de données d'équipement, nous avons utilisé un taux de majoration de 30% des débits des eaux usées domestique selon la D.H.W.T.O.

## Pour l'horizon 2040

$$Q_{\text{EU équi}} = 30\% * Q_{\text{EU doms}} \dots \dots \dots (3.2)$$

$$Q_{\text{EUéqui}} = 0.3 * 6176.766$$

$$Q_{\text{EUéqui}} = 1853.029 \text{ m}^3/\text{j}$$

### 3.1.1.3. Estimation des débits des eaux usées totales

Le débit total de l'horizon de calcul est la somme du débit moyen journalier rejeté par les habitants et le débit journalier issue des différents équipements. Donc on aura :

## Pour l'horizon 2040

$$Q_{\text{EU totale}} = Q_{\text{EU doms}} + Q_{\text{EU équi}} \dots \dots \dots (3.3)$$

$$Q_{\text{EUtotale}} = 6176.7660 + 1853.029$$

$$Q_{\text{EUtotale}} = 8029.68 \text{ m}^3/\text{j}$$

Avec :

- $Q_{\text{EUtotale}}$  : Débits des eaux usées totale.
- $Q_{\text{EU doms}}$  : Débits des eaux usées domestiques.
- $Q_{\text{EUéqui}}$  : Débits des eaux usées d'équipement.

### Calcul de l'équivalent habitant (Eq/Hab)

Pour quantifier globalement les matières polluantes contenues dans les eaux usées domestiques et pour un éventuel calcul de système d'épuration, il faut disposer d'une unité dite « équivalent habitant », il se définit comme étant la pollution produite par habitant et par jour exprimé en gramme d'oxygène nécessaire à sa dégradation. Ayant le débit total des eaux usées, on détermine alors l'équivalent en habitant comme suit :

$$(\text{Eq/Hab}) = (\text{QEUtotal} * 1000) / (\text{Cr} * \text{D}) \dots \dots \dots (3.4)$$

Avec :

- $\text{QEUtotal}$  : Débit d'eau usée totale.
- $\text{Cr}$  : Coefficient de rejet.
- $\text{D}$  : Dotation théorique (l/j/Hab)

$\text{D} = 150 \text{ l/j/Hab}$ .

$$(\text{Eq/Hab})_{2040} = (8029.68 * 1000) / (0.8 * 150)$$

$$(\text{Eq/Hab})_{2040} = 66914.83 \text{ Eq/Hab}$$

Donc la capacité de la Station d'épuration AZAZGA projetée est de 66914.96 Eq/hab.

#### ✚ Calcul du débit moyen journalier des eaux usées

C'est le niveau débit moyen journalier pour 66914 Eq/Hab ( $\text{Q}_{\text{moy},j}$ ), il ce calcul avec la relation suivante :

$$\text{Q}_{\text{moy},j} = \text{N} * \text{D} * \text{Cr} * 10^{-3} \dots \dots \dots (3.5)$$

$$\text{Q}_{\text{moy},j} = 66914 * 150 * 0.8 * 10^{-3}$$

$$\text{Q}_{\text{moy},j} = 8029.68 \text{ m}^3 / \text{j}$$

#### ✚ Calcul du débit horaire ( $\text{Q}_{\text{moy}h}$ )

Le débit moyen horaire par jour est le débit observé au cours de la journée, mesuré à l'arrivée de la station d'épuration. Il est donné par la relation suivante :

$$\text{Q}_{\text{moy}h} = \frac{\text{Q}_{\text{moy},j}}{24}$$

$$\text{Q}_{\text{moy}h} = \frac{8029.80}{24}$$

$$\text{Q}_{\text{moy}h} = 334.57 \text{ m}^3 / \text{h}$$

$$\text{Q}_{\text{moy}s} = \frac{334,57 * 1000}{3600}$$

$$\text{Q}_{\text{moy}s} = 92.93 \text{ l/s}$$

#### ✚ Débit de pointe par temps sec ( $\text{Q}_{\text{pts}}$ )

Le débit de pointe par temps sec conduit à définir un coefficient de pointe comme étant le rapport du débit moyen de l'heure le plus chargé au débit moyen horaire par jour (l/s) par la formule suivante :

$$\text{Q}_{\text{pts}} = \text{Kp} * \text{Q}_{\text{moy}h} \dots \dots \dots (3.6)$$

Avec :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{\text{moy.h}}}} \quad \text{pour } Q_{\text{moy.h}} > 3 \text{ l/s}$$

$$K_p = 3 \quad \text{si } Q_{\text{moy.h}} < 3 \text{ l/s}$$

Sachant que : le débit moyen horaire = 92,93 l/s > 3 l/s

Donc :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{92.93}}$$

$$K_p = 1.76.$$

D'où :

$$Q_{\text{pts}} = 1.76 * 334.57$$

$$Q_{\text{pts}} = 588.84 \text{ m}^3/\text{h}$$

#### ✚ Débit de pointe par temps de pluie ( $Q_{\text{ptp}}$ )

Afin d'éviter une surcharge hydraulique dans le bassin d'orage implanté à l'amont de la station lors des précipitations, le bassin d'orage est dimensionné pour un débit maximal correspondant à un débit de pointe par temps de pluie, ce débit est le débit des eaux usées allons vers la station en temps de pluie, et se calcul avec la relation suivante :

$$Q_{\text{ptp}} = Q_{\text{pts}} + \alpha Q_{\text{pts}} \dots \dots \dots (3.7)$$

$$Q_{\text{ptp}} = (1 + \alpha) * Q_{\text{pts}}$$

Avec :

- $\alpha$  : Coefficient de dilution pris en générale égale à 2.

D'où :

#### Pour l'horizon (2040)

$$Q_{\text{ptp}} = (1+2)*588.84$$

$$Q_{\text{ptp}} = 1766.52 \text{ m}^3/\text{h}$$

#### ✚ Le débit diurne ( $Q_d$ )

Le débit moyen diurne correspond à la période diurne de 16 heures consécutives au cours de laquelle la station reçoit le plus grand volume d'eau usée, il se calcule avec la relation suivante :

$$Q_d = \frac{Q_{\text{moy.j}}}{16}$$

Avec :

- $Q_d$  : Le débit diurne.
- $Q_{moy,j}$  : Débit moyen journalière des eaux usées.

**Pour l’horizon 2040**

$$Q_d = \frac{8029.68}{16}$$

$$Q_d = 501.85 \text{ m}^3/\text{h}$$

▪ **Débit maximal entrant à la STEP**

Le débit max entrant à la STEP est généralement pris à 2 \* le débit moyen horaire.

$$Q_{max} = 2 * Q_{moy \text{ h}}$$

$$Q_{max} = 2 * 92.93$$

$$Q_{max} = 185.86 \text{ l/s}$$

**3.1.2. Les charges polluantes**

Les eaux usées transporte une certaine quantité de charges polluantes en DBO5, MES et DCO qui sont des paramètres important à déterminer pour aboutir au dimensionnement de la station.

**Tableau 3.1: Normes de rejets.**

| Différents polluants | Normes de rejets |
|----------------------|------------------|
| MES                  | 30 mg/l          |
| DBO                  | 30 mgd’O2/l      |
| DCO                  | 90 mgd’O2/l      |

• **Charge en DBO5**

Les charges DBO5 apportées par les eaux brutes par jour par habitant sont estimées à 50 g/h/j.

La charge en :  $DBO5 = N * 50 \dots\dots\dots (3.8)$

- N : Le nombre d’équivalents habitants à l’horizon 2040.

La charge en DBO5 = 66914 \* 50 \* 10<sup>3</sup>

**La charge en DBO5 = 3345.7 Kg/j**

- La concentration moyenne en DBO<sub>5</sub> (mg/l)

$$\text{DBO5} = \frac{\text{la charge polluantes en DBO5}}{\text{Débit moyen journalier}} \dots\dots\dots (3.9)$$

$$\text{DBO5} = \frac{3345.7 * 10^6}{8029.80 * 10^6}$$

$$\text{DBO5} = 416.66 \text{ mg /l}$$

- Rendement épuratoire attendu

Le rendement attendu est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \frac{C_i - C_f}{C_i} * 100 \dots\dots\dots (3.10)$$

Avec

- C<sub>i</sub> : Concentration en DBO<sub>5</sub> à entrer à la station.
- C<sub>f</sub> : Concentration en DBO<sub>5</sub> à la sortie de la station (30mg/l, est une norme).

$$\eta = \frac{416.66 - 30}{416.66} * 100$$

$$\eta = 92\%$$

- Charge en MES

Les charges en MES apportées par les eaux brutes par jour et par habitant est estimé à 60 g/h/j.

$$\text{MES} = \frac{N * 60}{1000}$$

Avec :

- N : Le nombre d'équivalents habitants à l'horizon 2040.

$$\text{MES} = \frac{66914 * 60}{1000}$$

$$\text{La charge en MES} = 4014.84 \text{ Kg/j}$$

- En concentration (mg/l)

$$\text{MES} = \frac{\text{la charge polluante en MES}}{\text{débit moyen journalier}} \dots\dots\dots (3.11)$$

$$\text{MES} = \frac{4014.84 * 10^6}{8029.80 * 10^3}$$

$$\text{MES} = 500 \text{ mg/l}$$

▪ **Rendement épuratoire**

$$\eta = \frac{C_i - C_f}{C_i} * 100$$

Avec :

- C<sub>i</sub> : Concentration en MES à l'entrée de la STEP (500 mg/l).
- C<sub>f</sub> : Concentration en MES à sortie de la STEP (30 mg/l).

D'où :

$$\eta = \frac{500 - 30}{500}$$

$$\eta = 94\%$$

• **Charge en DCO**

Les charges en DCO apportées par les eaux brutes par jour et par habitant sont estimées à 60 g/h/j.

$$DCO = \frac{N * 60}{1000}$$

- N : Le nombre d'équivalents habitants à l'horizon 2040.

$$DCO = \frac{66914 * 60}{1000}$$

$$\text{La charge en DCO} = 4014.84 \text{ Kg/j}$$

▪ **En concentration (mg/l)**

$$DCO = \frac{\text{la charge polluante en MES}}{\text{débit moyen journalier}} \dots\dots\dots (3.12)$$

$$DCO = \frac{4014.84 * 10^6}{8029.68 * 10^3}$$

$$DCO = 500 \text{ mg/l}$$

▪ **Rendement épuratoire**

$$\eta = \frac{C_i - C_f}{C_i} * 100$$

Avec :

- C<sub>i</sub> : Concentration en DCO à l'entrée de la STEP (500 mg/l).

- Cf : Concentration en DCO à sortie de la STEP (90 mg/l).

$$D'où : \eta = \frac{500-90}{500}$$

$$\eta = 82\%$$

- Coefficient de biodégradabilité (K)

$$K = \frac{\text{la charge en DCO}}{\text{la charge en DBO5}} \dots\dots\dots (3.13)$$

$$K = \frac{4014.84}{3345.7}$$

$$K = 1.2$$

K=1.2 < 2.5 cette valeur montre que les eaux usées sont aptes à l'épuration biologique.

**Tableau 3.2: Récapitulatif des charges hydrauliques et des charges polluantes de la STEP AZAZGA.**

| Données                            | Quantités | Unité             |
|------------------------------------|-----------|-------------------|
| Type du réseau                     | Unitaire  | -                 |
| Horizon                            | 2040      | -                 |
| Eq Hab                             | 66914     | Eq/Hab            |
| <b>Charges hydrauliques</b>        |           |                   |
| Débit moyen journalier             | 8029.68   | m <sup>3</sup> /j |
| Débit de pointe par temps sec      | 588.84    | m <sup>3</sup> /h |
| Débit de pointe par temps de pluie | 1766.52   | m <sup>3</sup> /h |
| Débit moyen horaire                | 92.93     | l/s               |
| Débit diurne                       | 501.85    | m <sup>3</sup> /h |
| Débit max entre à la STEP          | 185.86    | l/s               |
| <b>Charges polluantes</b>          |           |                   |
| La charge en DBO5                  | 3345.7    | Kg/j              |
| Concentration en DBO5              | 416.66    | mg/l              |
| Le rendement épuratoire            | 92        | %                 |
| La charge en MES                   | 4014.84   | Kg/j              |
| Concentration en MES               | 500       | mg/l              |
| Le rendement épuratoire            | 94        | %                 |
| La charge en DCO                   | 4014.84   | Kg/j              |
| Concentration en DCO               | 500       | mg/l              |
| Le rendement épuratoire            | 82        | %                 |

## **Conclusion**

Dans ce qui a précédé, on a pu évaluer les charges polluantes ainsi que les charges hydrauliques arrivant en tête de la station d'épuration. Ces paramètres nous permettront de dimensionner les différents ouvrages constituant le procédé d'épuration par boue activée.

Le rendement des charges polluantes, DCO, MES et DBO sont de l'ordre de 82%, 94%, 92%.

Dans l'optique d'une réutilisation agricole des eaux épurées, un traitement par désinfection est indispensable pour atteindre une qualité d'eau apte à sa réutilisation sans risque.

Dans le chapitre qui vient nous allons procéder au calcul des ouvrages qui assurent la circulation de l'eau d'un bassin à un autre (calcul hydraulique).

## Introduction

Dans ce chapitre, nous allons procéder au calcul des ouvrages qui assurent la circulation de l'eau d'un bassin à un autre, Ces calculs auront pour but le dimensionnement des différentes conduites de rejet, conduites reliant les ouvrages ainsi que le déversoir d'orage qui sera appelé à régulariser les apports qui rentre à la station.

Les cotes radier et piézométriques des différents ouvrages sont à déterminer pour assurer le bon fonctionnement de la station de point de vue hydraulique.

Le dimensionnement adéquat de ces ouvrages est tributaire du débit de pointe en tenant compte de la dilution.

Afin de ne pas affecter le rendement épuratoire de la station d'épuration, ces derniers doivent être adéquatement dimensionnés.

### 4.1. Déversoir d'orage

Un déversoir d'orage est un dispositif dont la fonction essentielle est d'évacuer les débits exceptionnels des débits d'orage vers le milieu récepteur et vers la station d'épuration. C'est donc un ouvrage destiné à décharger le réseau d'un certain volume d'eaux pluviales, de manière à réagir sur l'économie du projet en réduisant les dimensions des conduites à son aval. [5]

#### 4.1.1. Type de déversoir d'orage

Le choix du type de déversoir ne se fera pas à la base de connaissances de son mode de calcul, mais en tenant compte du régime d'écoulement, des niveaux d'eau de l'émissaire, de la position de l'exutoire et de la topographie du terrain.

Dans notre projet, on optera pour le déversoir d'orage à seuil latéral (voir figure4.1), car notre terrain est caractérisé par une faible pente par rapport à la position de l'exutoire, Ce genre de déversoir d'orage présente une facilité d'entretien et d'exploitation.

Le déversoir d'orage sera placé en amont de la station avant le dérailleur.

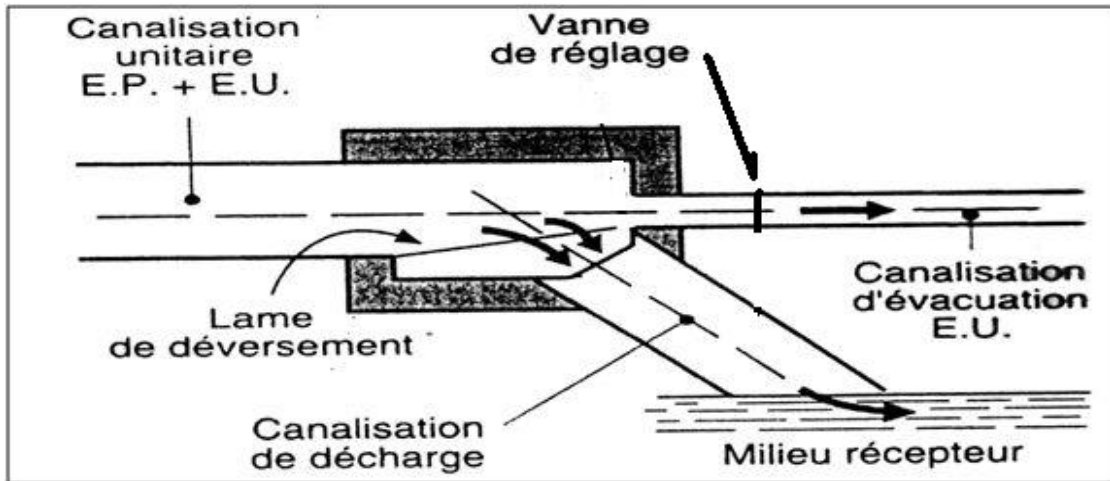


Figure 4.1: Schéma d'un déversoir d'orage type latéral.

#### 4.1.2. Calcul du déversoir d'orage

Après avoir calculé le débit au temps de pluie (en tenant compte de la dilution) on a :

- Le débit acheminé vers la station d'épuration:  $Q_{ptp} = 0.4907m^3/s$ .
- Le débit pluvial  $Q_{pl}=17.8 m^3/s$

(Source : DHW de Tizi Ouzou)

**NB :**

Selon les caractéristiques des déversoirs d'orage de Tadart et de Ighil Bouzel (voir tableau 1.4: caractéristiques des déversoirs d'orage), le débit arrivant à l'amont de la station d'épuration par l'émissaire sera la somme des débits véhiculés par ces derniers.

- **débit de l'émissaire [4]**

$$Q_{ém} = (Q_{entrant} - Q_{déversé})_{Tadart} + (Q_{entrant} - Q_{déversé})_{Ighil\ Bouzel} \dots\dots\dots (4.1)$$

$$Q_{ém} = (6071.22 - 5420) + (7404.58 - 3560) = 4495.8 \text{ l/s} = 4.496m^3/s$$

$$Q_{ém} = 4.496m^3/s$$

- **Débit en temps sec arrivant à la station**

$$Q_{pts} = 163.56 \text{ l/s}$$

- **Débit en temps pluvial arrivant à la station (dilution par 3)**

$$Q_{ptp} = (3 * 163.56) = 490.71/s$$

$$Q_{ptp} = 490.71 \text{ l/s}$$

### ✚ A l'amont du déversoir

- **Le diamètre**

On calcule le diamètre de l'émissaire qui véhiculera le débit d'eau total :

$$Q_{ém} = 4.496 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 0.9\%$$

Avec le débit véhiculé qui est de  $4.496 \text{ m}^3/\text{s}$  et la pente du radier qui sera fixée à  $0.009 \text{ m/m}$

On déduit le diamètre de cette conduite à l'aide de l'abaque de **BAZIN**. Le diamètre trouvé est :

$$D = 1500 \text{ mm}$$

- **La hauteur d'eau dans la conduite**

- **Equation de base**

En 1769, CHEZY a proposé une équation empirique permettant de calculer, dans les canaux, les vitesses des écoulements uniformes.

$$V = C * \sqrt{Rh * I} \dots \dots \dots (4.2)$$

- V : Vitesse d'écoulement (m/s).

- C : Coefficient de CHEZY.

- Rh : Rayon hydraulique (m), qui est égale au rapport de la surface mouillée de la Conduite sur son périmètre mouillé

- I : Pente géométrique du profil (m/m).

Beaucoup de chercheurs ont proposé, pour calculer la valeur du coefficient de CHEZY, des formules en fonction de RH et n (avec RH rayon hydraulique et n coefficient de rugosité).

L'équation de MANNING est cependant la plus utilisée.

$$C = Rh^{\frac{1}{6}} * \frac{1}{n} \dots \dots \dots (4.3)$$

Avec :

n = 0.014 pour le béton.

D'où :  $C = 71 * Rh^{\frac{1}{6}}$

Ce qui donne :

$$V = 71 * R_h^{\frac{2}{3}} * I^{\frac{1}{2}}$$

- Calcul de la vitesse à pleine section  $V_{ps}$

$$V = 71 * R_h^{\frac{2}{3}} * I^{\frac{1}{2}}$$

$$R_h = \frac{D}{4}$$

Ce qui donne :

$$V_{ps} = 28.2 * D^{\frac{2}{3}} * I^{\frac{1}{2}} \dots \dots \dots (4.4)$$

- Calcul du débit à pleine section  $Q_{ps}$

$$Q_{ps} = V_{ps} * A \dots \dots \dots (4.5)$$

- A: La section de la conduite égale à :

$$A = \frac{\pi * D^2}{4}$$

Ce qui donne par substitution :

$$Q_{ps} = 22.1 * D^{\frac{8}{3}} * I^{\frac{1}{2}}$$

Les résultats trouvés sont comme suit :

$$V_{ps} = 3.02 \text{ m/s.}$$

$$Q_{ps} = 3.41 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Le rapport du débit :

$$R_q = \frac{Q_{ptp}}{Q_{ps}} \dots \dots \dots (4.6)$$

$$R_q = 0.14$$

De l'abaque de MANNING (variation des débits et des vitesses en fonction du remplissage) on déduit le rapport des vitesses ( $R_v$ ) et celui des hauteurs ( $R_h$ ).

$R_v = 0.52$  ce qui revient à dire que la vitesse réelle dans la conduite est :

$$V_r = 0.52 * V_{ps}$$

$$V_r = 1.57 \text{ m/s}$$

$R_h = 0,16$  donc la hauteur de l'eau (H) dans la conduite est :

$$H = 0,16 \times D$$

$$H = 0.192 \text{ m} = 192 \text{ mm}$$

Nous rappelons les paramètres hydrauliques à l'entrée du déversoir d'orage dans le tableau 4.1.

**Tableau 4.1: Les paramètres hydrauliques à l'entrée du déversoir d'orage.**

| l'entrée du DVO                              | Valeurs | Unités |
|--|---------|--------|
| Diamètre de la conduite entrant au DVO       | 1200    | mm     |
| Hauteur d'eau dans la buse à l'entrée du DVO | 192     | mm     |
| Pente  | 0.009   | m/m    |

#### A l'aval de DVO

Les mêmes procédures seront suivies pour le calcul des paramètres hydrauliques de la conduite sortante du DVO et entrante à la STEP.

- $Q_{ptp} = 0.4907 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- $I = 0,9 \%$

D'après l'abaque de Bazin (Annexes 02 et 03)

- $D_s = 600 \text{ mm}$ .
- $V_{ps} = 1.90 \text{ m/s}$
- $A = 0.28 \text{ m}^2$
- $Q_{ps} = 0.537 \text{ m}^3/\text{s}$ .

#### ▪ Le rapport du débit

$$R_q = \frac{Q_{ptp}}{Q_{ps}}$$

$$R_q = 0.91$$

De l'abaque de MANNING (variation des débits et des vitesses en fonction du remplissage) on déduit le rapport des vitesses ( $R_v$ ) et celui des hauteurs ( $R_h$ ).

$$R_v = 1.13 \text{ m/s}$$

Ce qui revient à dire que la vitesse réelle dans la conduite est :

$$V_r = 1.13 \times V_{ps}$$

$$V_r = 2.14 \text{ m/s}$$

Rh = 0,72 donc la hauteur de l'eau (H) dans la conduite est :

$$H = 0,72 \times D$$

$$H = 0.432 \text{ m} = 432 \text{ mm}$$

Les résultats trouvés sont résumés dans le tableau 4.2

**Tableau 4.2: Les paramètres hydraulique à l'aval de déversoir d'orage.**

| l'entrée du DVO                              | Valeurs | Unités |
|--|---------|--------|
| Diamètre de la conduite entrant au DVO       | 600     | mm     |
| Hauteur d'eau dans la buse à l'entrée du DVO | 432     | mm     |
| Pente  | 0.009   | m/m    |

- Le débit déversé vers le milieu exutoire ( $Q_d$ )

$$Q_{dev} = Q_{ém} - Q_{ptp} \dots \dots \dots (4.7)$$

$$Q_{dev} = 4.496 - 0.4907 = 4.00 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{dev} = 4.00 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Dimensionnement du déversoir d'orage

- La hauteur d'entrée

$$H_e = 192 \text{ mm}$$

- La hauteur de sortie

$$H_s = 432 \text{ mm}$$

- La lame d'eau déversée est donnée par

$$H_d = (H_s - H_e) / 2 \dots \dots \dots (4.8)$$

$$H_d = (432 - 192) / 2$$

$$H_d = 120 \text{ mm}$$

- La largeur du seuil déversant

$$Q_{dev} = m * b * H_d (2g * H_d)^{0.5} \dots \dots \dots (4.9)$$

Donc :

$$b = Q_d / m * H_d (2g * H_d)^{0.5}$$

Avec :

- 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  $m = 0,37$ .
- g : L'accélération de la pesanteur  $9.81 \text{ m}^2/\text{s}$ .

$$b = 4 / 0,37 * 0.120 (2 * 9.81 * 0.120)^{0.5} = 5.88 \text{ m}$$

$$b = 5.88 \text{ m}$$

## 4.2. Relevage

### 4.2.1. Dimensionnement du puisard

Le puisard est de **forme rectangulaire**.

- **Le volume**

$$V = Q_{\text{ptp}} * t_s \dots \dots \dots (4.10)$$

Avec :

- $Q_{\text{ptp}}$  : Le débit total pompé.
- $t_s$  : Temps de séjour (10min).

$$V = \frac{1766.52 * 10}{60}$$

$$V = 294.42 \text{ m}^3$$

- **La surface**

$$S = \frac{V}{H}$$

On prend  $H=4\text{m}$  (La hauteur du puisard ne doit pas dépasser 5m,  $(2\text{m} \leq H \leq 5\text{m})$ ).

$$S = \frac{294.42}{4}$$

$$S = 73.61 \text{ m}^2$$

- **La Largeur**

On fixe la longueur 5m

$$L = 5 \text{ m}$$

Ou la surface de puisard =  $L * B$

D'ou:

$$B = \frac{S}{L}$$

$$B = \frac{73.61}{5}$$

$$B = 14.72 \text{ m}$$

#### 4.2.2. La conduite de refoulement

On a:  $Q_{\text{ptp}} = 1766.52 \text{ m}^3/\text{h} = 0.4907 \text{ m}^3/\text{s}$

- **Formule de BONNIN**

$$\text{Déco} = \sqrt{Q_p} \dots \dots \dots (4.11)$$

$$\text{Déco} = \sqrt{0.4907}$$

$$\text{Déco} = 0.7 \text{ m} = 700 \text{ mm.}$$

Le diamètre normalisé est : 700mm.

- **La vitesse d'écoulement**

$$V = \frac{4 \cdot 0.4907}{\pi \cdot D^2} \dots \dots \dots (4.12)$$

$$V = 1.27 \text{ m/s}$$

#### 4.3. Profil hydraulique

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

Les Cotes moyennes du terrain naturel des zones d'implantation des ouvrages sont représentées sur le tableau 4.3.

**Tableau 4.3: Cotes moyennes du terrain naturel d'implantation des différents ouvrages de la station.**

| Désignation des ouvrages | Côtes du terrain naturel (m) |
|--------------------------|------------------------------|
| Dégrilleur               | 111.05                       |
| Déssableur-déshuileur    | 110.17                       |
| Décanteur primaire       | 109.65                       |

|                        |        |
|------------------------|--------|
| Bassin d'aération      | 106    |
| Décanteur secondaire   | 105    |
| Bassin de désinfection | 104.71 |

### 4.3.1. Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages

Nous avons choisi le PEHD, comme matériau qui présente aussi une bonne caractéristique de point de vue dureté, étanchéité et résistance à la corrosion et faible rugosité. L'expression de perte de charge est exprimée par la formule de DARCY WEISBACH :

$$\Delta H_T = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} = C_{pA} - C_{pB} \dots \dots \dots (4.13)$$

Avec :

- K : Coefficient de perte de charge
- Q : Débit en m<sup>3</sup>/s
- L : Longueur de la conduite
- D : Diamètre de la conduite
- β : Coefficient dépendant du régime d'écoulement
- m : Coefficient dépendant du type de matériau de la conduite
- C<sub>pA</sub> : Côte du plan d'eau au point A
- C<sub>pB</sub> : Côte du plan d'eau au point B

- **Diamètre**

D'après la formule

$$\Delta H_T = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} = C_{pA} - C_{pB}$$

Le diamètre est donné par cette formule :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{pA} - C_{pB})}}$$

- **Longueurs des conduites**

Pour les calculs des longueurs, ils utilisent les longueurs équivalentes pour tenir compte des pertes de charges singulières.

$$L_{eq} = 1,15. L_{réelle}$$

Dans notre cas on a des distances faibles donc les pertes de charges se résument à celle singulières, c'est à dire en prend les longueurs réelles.

Les longueurs sont représentées sur le tableau 4.4.

**Tableau 4.4: Longueurs réelles des conduites entre les ouvrages de la STEP.**

| Ouvrages                              | L <sub>réelles</sub> (m) |
|---------------------------------------|--------------------------|
| Dégrilleur -Déssableur-déshuileur     | 8.42                     |
| Déssableur-déshuileur - Décanteur I   | 27.9                     |
| Décanteur I - Bassin d'aération       | 18.95                    |
| Bassin d'aération - Décanteur II      | 32.62                    |
| Décanteur II - Bassin de désinfection | 24.73                    |

### 4.3.2. Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages et les cotes piézométriques

#### ✚ Conduite dégrilleur -déssableur (A-B)

On a :

- Côte du radier du dégrilleur(A) : 111.05m;
- Hauteur d'eau : 1.2m
- D'où :  $C_{pA}=111.05+1.2=112.25$  m
- Côte du radier du déssableur-déshuileur(B) : 110.17m
- Hauteur d'eau : 1,5m
- D'où :  $C_{pB}=110.17+1,5=111.67$ m
- $L=8.42$ m
- **Diamètre**

**Pour le PEHD, on a :**

- $K=0.001052$
- $m=4.774$
- $\beta=1,77$

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}}$$

$$D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 8.42 * (0.490)^{1.77}}{(112.25 - 111.67)}} = 0.31 \text{m}$$

$$D = 0.31 \text{ m}$$

$$D_n = 400 \text{ mm.}$$

La même méthode pour Conduite déssableur - bassin de décantation, Conduite bassin décantation – aération, Conduite d’aération -bassin de clarificateur, Conduite clarificateur - bassin de désinfection.

**Tableau 4.5: Récapitulatif des différentes cotes des ouvrages de la STEP**

| Désignations           | Cote du terrain (m) | Cote du radier (m) | Plan d'eau (m) | Diamètre (mm) |
|------------------------|---------------------|--------------------|----------------|---------------|
| Dégrilleur             | 111.05              | 111.05             | 1.2            | 400           |
| Déssableur-déshuileur  | 110.17              | 108.17             | 1.5            | 400           |
| Décanteur primaire     | 109.65              | 107.65             | 3              | 300           |
| Bassin d'aération      | 106                 | 104                | 4              | 400           |
| Décanteur secondaire   | 105                 | 103                | 4              | 400           |
| Bassin de désinfection | 104.71              | 102                | 3              | 400           |

## Conclusion

Dans ce chapitre on a fait le dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages, et après plusieurs calculs on a trouvé les résultats comme suit :

- Pour le Dégrilleur on a trouvé un diamètre de 400 mm
- Pour le Déssableur-déshuileur on a trouvé un diamètre de 400 mm
- Pour le Décanteur primaire on a trouvé un diamètre de 300 mm
- Pour le Bassin d'aération on a trouvé un diamètre de 400 mm
- Pour le Décanteur secondaire on a trouvé un diamètre de 400 mm
- Pour le Bassin de désinfection on a trouvé un diamètre de 400 mm

Le dimensionnement des différents ouvrages constituant la station d'épuration fera l'objet du chapitre suivant.

## Introduction

Les systèmes d'épuration doivent être dimensionnés, conçus et exploités de telle manière qu'ils puissent traiter les flux de matières polluantes correspondant à leurs débits et leurs charges de référence. Un dimensionnement adapté est celui qui permet d'atteindre les objectifs épuratoires des eaux usées pour les rejeter dans le milieu naturel, ou leur réutilisation dans le domaine d'agriculture. Dans ce présent chapitre, nous sommes appelés à dimensionner les différents ouvrages constituant la station d'épuration, à savoir (le dégrilleur, déssableur-déshuileur, bassin d'aération, clarificateur, bassin de désinfection, épaisseur, stabilisateur aérobie, lit de séchage). Pour cela on a choisi un horizon de calcul pour 2040.

### 5.1. Dimensionnement des ouvrages de la station d'épuration

L'acheminement de l'eau de l'amont vers l'aval de la station passe par les ouvrages suivant :

Un déversoir d'orage et un poste de relevage des eaux brutes.

#### Un prétraitement comprenant

- Le dégrilleur.



Figure 5.1 : Dégrilleurs fins à tambour rotatif.

- Le déshuileur-déssableur.



Figure 5.2 : Déshuileur-Déssableur

### Un traitement secondaire comprenant

- Le bassin d'aération.



**Figure 5.3 : Bassin d'aération.**

- Stabilisateur.
- Le clarificateur.



**Figure 5.4 : Clarificateur.**

### Un traitement tertiaire comprenant

- Le bassin de désinfection



**Figure 5.5 : Bassin de désinfection.**

**Traitement des boues comprenant**

- Épaississeur.



**Figure 5.6 : Epaississeur.**

- Lit de séchage.



**Figure 5.7 : Lit de séchage.**

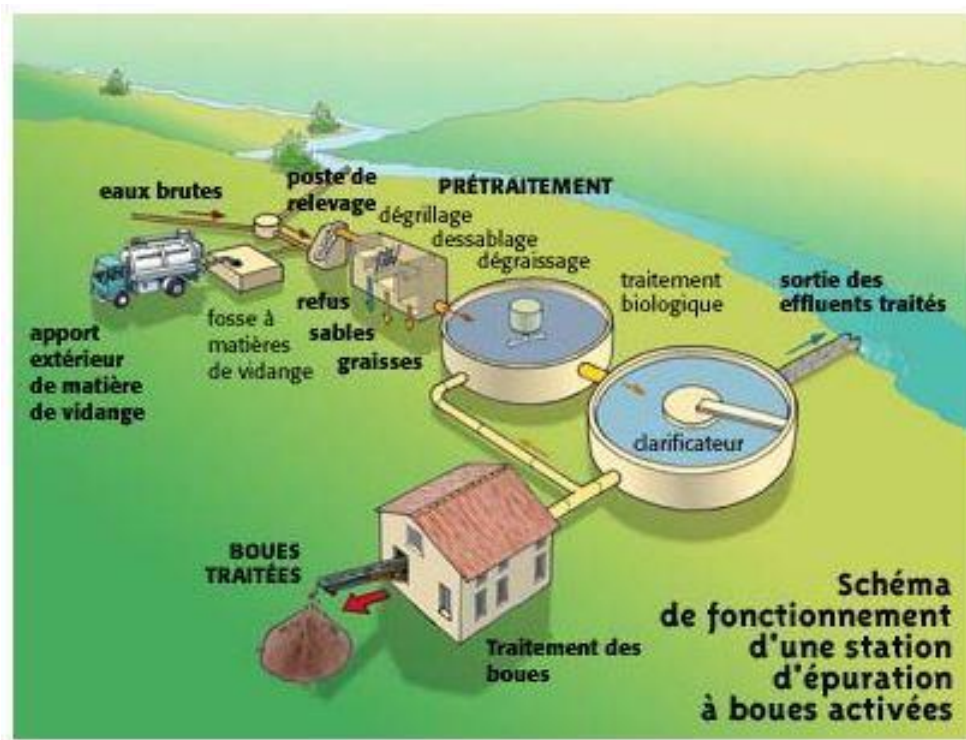


Figure 5.8 : Schéma de fonctionnement d'une station d'épuration à boues activées.

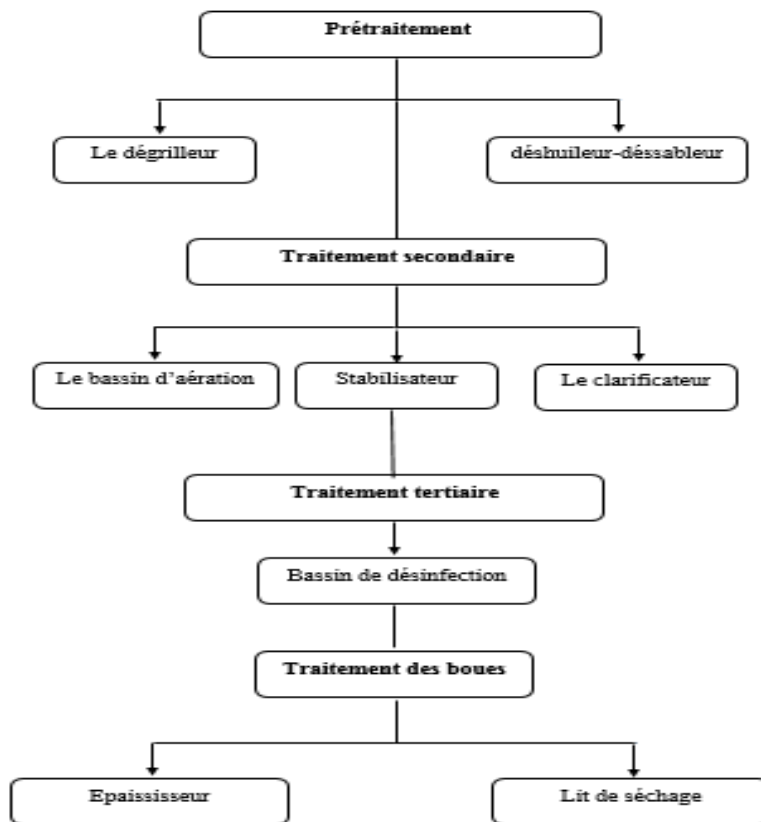


Figure 5.9: Schéma générale des ouvrages d'une station d'épuration.

Tableau 5.1 : Données de bases.

| Paramètres                            | Unité             | Horizon 2040 |
|---------------------------------------|-------------------|--------------|
| <b>Charges Hydrauliques</b>           |                   |              |
| Débit moyen journalier                | m <sup>3</sup> /j | 8029.68      |
| Débit moyen horaire                   | m <sup>3</sup> /h | 334.54       |
| Débit de pointe par temps sec         | l/s               | 163.57       |
| Débit de la station en temps de pluie | l/s               | 490.7        |
| Le débit diurne                       | m <sup>3</sup> /h | 501.85       |
| Charges polluantes                    |                   |              |
| DBO <sub>5</sub>                      | Concentration     | mg/l         |
|                                       | Charge polluante  | Kg/j         |
| MES                                   | Concentration     | mg/l         |
|                                       | Charge polluante  | Kg/j         |
| DCO                                   | Concentration     | mg/l         |
|                                       | Charge polluante  | Kg/j         |

## 5.2. Prétraitement

Avant l'arrivée dans la station d'épuration, les collecteurs des eaux usées charrient des matières très hétérogènes, et souvent grossières. Les eaux qui arrivent à la station d'épuration vont subir en premier lieu des traitements de dégrossissage nommés prétraitements. Ceux-ci vont permettre d'extraire la plus grande quantité des éléments dont la taille (détritus grossiers), le pouvoir abrasif (sables, argiles) et la masse spécifique (graisses flottantes) risquent de perturber le fonctionnement des étapes ultérieures.

Ces prétraitements constituent une première étape très importante pour assurer un traitement efficace des eaux usées. Deux types principaux peuvent être distingués :

### 5.2.1. Dégrillage

Cette opération constitue une phase préliminaire à tout traitement, car elle permet de protéger la station contre l'arrivée intempestive de gros objets susceptibles d'endommager les différents ouvrages de la station.

Le dégrillage est assuré par des grilles dont l'écartement des barreaux varie suivant la taille des objets à piéger. On distingue :

- Dégrillage grossier qui arrête les objets volumineux (appelé aussi pré dégrillage), l'écartement entre les barreaux est supérieur à 40mm. Il est à noter que le dégrillage est grossier sur des réseaux unitaires avec entête une reprise des éléments volumineux pas des vis sans âme.
- Dégrillage fin retient les détritus de petites dimensions (appelé aussi grille mécanisé).

On opte dans notre étude pour une grille courbe car ce type de grille est utilisé dans les petites et moyennes installations, avec une profondeur de canal variant entre 0.5 et 1.8m.

Pour le calcul de la grille, on utilise la méthode de KIRSCHMER.

La largeur de la grille est donnée par l'expression :

$$L = \frac{S \cdot \sin \alpha}{h_{\max} (1 - \beta) \sigma} (m) \dots\dots\dots (5.1).$$

- L : Largeur de la grille (m).
- $\alpha$  : Angle d'inclinaison de la grille avec l'horizontal = 60°.
- h max : Hauteur maximum d'eau admise sur une grille (m), h max = (0.15-1.5) m.
- $\beta$  : Fraction de surface occupée par les barreaux.

$$\beta = \frac{d}{d + e} \dots\dots\dots (5.2).$$

Tel que :

- d : épaisseur des barreaux de la grille (cm).
- e : espacement entre les barreaux (cm).

**Tableau 5.2: Espacement et épaisseur des barreaux.**

| paramètres | Grilles grossières | Grilles fines |
|------------|--------------------|---------------|
| d (cm)     | 2,00               | 1,00          |
| e (cm)     | 5à10               | 0,3 à 1       |

- $\sigma$  : Coefficient de colmatage de la grille.
  - La grille manuelle :  $\sigma = 0.25$ .
  - La grille mécanique :  $\sigma = 0.5$ .
- S : Surface de passage de l'effluent tel que :

$$S = \frac{Q_{ptp}}{V} \dots\dots\dots (5.3).$$

- $Q_{ptp}$  : Débit de pointe (débit de la station) (m<sup>3</sup>/s).
- V : Vitesse de passage à travers la grille (m/s).

La vitesse d'écoulement (de passage) de l'effluent est comprise entre (0,6 -1,4) m/s et cela pour éviter le colmatage en profondeur des barreaux et de ne pas provoquer des pertes de charge trop importantes.

Une vitesse de passage inférieure à 0.6m/s provoque un dépôt de sable au fond du canal. L'expression de la largeur devient alors :

$$L = \frac{Q_{PTP} \cdot \sin \alpha}{V \times h_{\max} (1 - \beta) \sigma} (m) \dots\dots\dots (5.4).$$

## Horizon 2040

### 5.2.1.1. Dimensionnement du dégrillage

On prend :

- $\alpha = 60^\circ$
- $Q_{\text{ptp}} = 490.71/\text{s} = 0.491\text{m}^3/\text{s}$ .
- $V = 0.9 \text{ m/s}$ .
- $h_{\text{max}} = 1.2 \text{ m}$ .
- $d = 2\text{cm}$ .
- $e = 8\text{cm}$ .
- $\beta = 0.2$ .
- $\sigma = 0.5$  grille automatique.

Alors :

$$L = 0.491 * \sin 60 / 0.9 * 1.2 (1 - 0.2) * 0.5 = 0.988\text{m}$$

$$\mathbf{L = 1m}$$

#### ▪ Calcul des pertes de charge

On détermine la perte de charge dans un dégrilleur par la relation de KIRCSHMER:

$$\Delta H = \beta' \left(\frac{d}{e}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{V^2}{2g} \sin \alpha \dots\dots\dots (5.5).$$

Avec:

- $\Delta H$ : Perte de charge (m).
- $\beta'$  : Coefficient dépendant de la forme des barreaux (forme circulaire :  $\beta' = 1,79$ ).
- $e$  : Espacement entre les barreaux (cm).
- $d$ : Epaisseur des barreaux.
- $g$  : Accélération de la pesanteur ( $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ ).
- $\alpha$  : Angle d'inclinaison de la grille ( $\alpha = 60^\circ$ ).
- $V$  : Vitesse d'écoulement dans la grille (m/s).

Les valeurs de  $\beta'$  sont représentées dans le tableau 5.3.

Tableau 5.3 : Les valeurs de  $\beta'$ .

| Type de barreau  | $\beta'$ |
|--|----------|
| Section rectangulaire  | 2.42     |
| Section rectangulaire en semi-circulaire à l'amont                       | 1.83     |
| Section rectangulaire avec arrondi semi-circulaire à l'amont et à l'aval | 1.67     |
| Section circulaire   | 1.79     |
| Section ovoïde avec une grande largeur à l'amont                         | 0.76     |

Donc :

$$\Delta H = 1.79 * (2/8)^{1.33} * ((0.9)^2 / 19.62) * 0.87 = 0.02\text{m}$$

$$\Delta H = 0.02\text{m}$$

### 5.2.1.2. Evaluation des refus des grilles

Le volume des débris retenus par la grille est fonction de l'espacement entre les barreaux et de la qualité des eaux à épurer.

Soit :

$$\frac{12}{e} \leq V \leq \frac{15}{e} \dots\dots\dots (5.6).$$

- e: Espacement de la grille en cm.

$$V_{\max} = 15/e = 15/8 = 1.875 \text{ L/EH /an.}$$

$$V_{\min} = 12/e = 12/8 = 1.5 \text{ L/ EH /an.}$$

Les caractéristiques de dégrilleur à l'horizon 2040 sont représentées sur le tableau 5.4.

Tableau 5.4 : Les résultats de dimensionnement de dégrilleur.

| Ouvrage : dégrilleur      | Unité             | Horizon 2040 |
|---------------------------|-------------------|--------------|
| Débit de la station.      | m <sup>3</sup> /s | 0.491        |
| Epaisseur des barreaux d  | cm                | 2            |
| Espacement des barreaux e | cm                | 8            |
| $\beta$                   | /                 | 0.2          |
| Perte de charge           | m                 | 0.02         |
| Longueur du dégrilleur    | m                 | 1            |
| Volume max                | l/EH/j            | 1.875        |
| Volume min                | l/EH/j            | 1.5          |
| h max                     | m                 | 1.2          |

**Remarque**

Le dégrillage sera donc assuré par deux grilles courbés, fonctionnant d'une façon alternative et à nettoyage automatique. Ce type de grille demande un encombrement relativement faible pour une grande surface utile. Le nettoyage s'effectue grâce à deux peignes montés à l'extrémité de bras tournant autour d'un axe horizontal.

Le refus est régulièrement évacué à l'aide d'un tapis transporteur.

Le dégrilleur à grille mécanique nécessite un nettoyage régulier qui consiste à l'enlèvement des déchets et à un contrôle de fonctionnement.

Toutefois, il est difficile de fixer une fréquence d'enlèvement des déchets car elle dépend de la quantité de détritits recueillis.

**5.2.2. Déshuilage -Dessablage**

Le déshuilage consiste à récupérer grâce à des racleurs, les graisses domestiques ou industrielles qui se trouvent à la surface des eaux usées naturellement ou par flottation (injection de fines bulles d'air).

Le dessablage permet d'éliminer les graviers, sables ou particules minérales grâce à des pièges à sédiments, afin d'éviter le dépôt de ces particules dans les installations et de protéger les unités de traitement contre l'abrasion.

Cette phase de prétraitement est réalisée dans un déshuileur -dessableur de type aéré longitudinal. L'injection de l'air assure une turbulence constante qui évite le dépôt des matières organiques.

Il est composé de deux zones :

- L'une aéré pour le dessablage : les sables et les matières lourdes sont récupérées au fond de l'ouvrage.
- Les huiles et les graisses sont récupérées en surface (dans une zone de tranquillisation et sont déversées dans un puisard à graisse pour être acheminées par camion vers une décharge).

**5.2.2.1. Dimensionnement du bassin de déshuilage -dessablage**

Le bassin est équipé d'un pont racleur sur lequel est suspendue une pompe d'extraction des sables, les huiles sont raclées vers une fosse par les racleurs de surface.

Pour qu'il y ait sédimentation des particules il faut que l'inégalité suivante soit vérifiée :

$$\frac{L}{H} \leq \frac{V_e}{V_s} \dots\dots\dots (5.7).$$

Où :

- $V_e$  : La vitesse horizontale (vitesse d'écoulement est  $0.2 < V_e < 0.5$  (m/s)). [5]

- $V_s$  : Vitesse de sédimentation. (vitesse est :  $40 < V_s < 70$  ( $m^3/m^2/h$ )).
- $L$  : Longueur de bassin.
- $H$  : Profondeur de bassin.
- $L/H = (10-15)$  m.
- Le temps de séjour et compris entre 3 à 10 minute au débit de pointe (de la station).
- $H = (1 - 2.5)$  m.

### Horizon 2040

On prend :

- $Q_{ptp} = 0.491 m^3/s$ .
- $V_e = 0.4$  m/s.
- $V_s = 50$  ( $m^3/m^2/h$ ) =  $0.014$  m /s.
- $H = 1.5$  m
- $T_s = 10$  minute

#### ▪ Le volume

$$V = Q_{ptp} * T_s = 0.491 * 10 * 60 = 294.42 \text{ m}^3$$

$$V = 294.4 \text{ m}^3$$

Avec :

- $Q_{ptp}$  : Le débit de la station.

#### ▪ La surface horizontale

On a :

$$H = 1.5 \text{ m}$$

La surface horizontale  $Sh$  sera :

$$Sh = \frac{V}{h} = \frac{294.4}{1.5} = 196.28 \text{ m}^2$$

$$Sh = 196.3 \text{ m}^2$$

#### ✚ La longueur

$$\frac{L}{H} = 10 \Rightarrow L = 10 * 1.5 = 15 \text{ m}$$

$$L = 15 \text{ m}$$

#### ▪ La largeur

$$Sh = L * l = 196.3 \text{ m} \Rightarrow l = \frac{Sh}{L} = \frac{196.3}{15} = 13.08 \text{ m}$$

$$l = 13 \text{ m}$$

### 5.2.2.2. Le volume d'air à insuffler dans le désableur

La quantité d'air à insuffler varie de 1 à  $1,5 m^3$  d'air/ $m^3$  d'eau.

$$q_{air} = Q_{ptp} \cdot V \dots\dots\dots (5.8).$$

- V : Le volume d'air à injecter (m<sup>3</sup>).
- Q<sub>ptp</sub> : Débit de la station.

Donc:

$$q_{air} = 0.491 \cdot 1.5 = 0.736 \text{ m}^3 \text{ d'air/s} = 2649.78 \text{ m}^3 \text{ d'air/h}$$

$$\mathbf{q_{air} = 2649.8 \text{ m}^3 \text{ d'air/h}}$$

### 5.2.2.3. Calcul des quantités des matières éliminées par le déssableur

D'après le rapport  $\frac{\text{MES}}{\text{DBO}_5}$  obtenu, le % de MVS (matières volatiles en suspension) est évalué à 75% et MM (matières minérales) à 25% de MES total c'est-à-dire :

$$\mathbf{\text{MES} = 75\% \text{ MVS} + 25\% \text{ MM} \dots\dots\dots (5.9).$$

- La charge en MES à l'entrée de déssableur est :

$$\mathbf{\text{MES} = 4014.84 \text{ Kg/j}}$$

- Les matières volatiles en suspension MVS contenues dans les MES sont :

$$\text{MVS} = 4014.84 \cdot 0.75 = 3011.13 \text{ Kg/j}$$

$$\mathbf{\text{MVS} = 3011.13 \text{ Kg/j}}$$

- Les matières minérales contenues dans les MES sont :

$$\text{MM} = 4014.84 \cdot 0.25 = 1003.71 \text{ Kg/j}$$

$$\mathbf{\text{MMS} = 1003.71 \text{ Kg/j}}$$

- Les matières minérales éliminées :

Un déssableur permet d'éliminer 70% des matières minérales totales

$$\text{MMe} = 1003.71 \cdot 0.7 = 702.597 \text{ Kg/j}$$

$$\mathbf{\text{MMSe} = 702.60 \text{ Kg/j}}$$

Donc :

- Les matières minérales à la sortie de déssableur

$$\text{MMs} = \text{MM} - \text{MMe}$$

$$\text{MMs} = 1003.71 - 702.6 = 301.113 \text{ kg/j}$$

$$\mathbf{\text{MMs} = 301.11 \text{ kg/j}}$$

Donc :

- Les MES à la sortie de déssableur :

$$\text{MESs} = \text{MVS} + \text{MMs}$$

$$\text{MESs} = 3011.13 + 301.11 = 3312.243 \text{ kg/j}$$

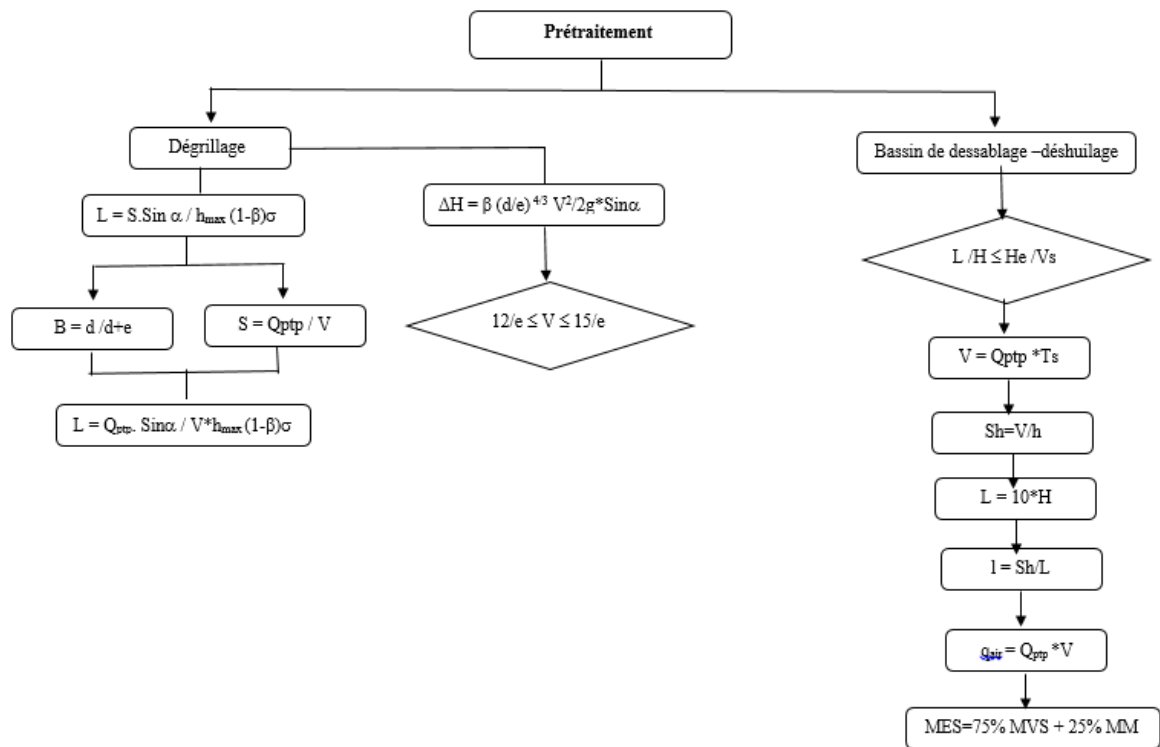
$$\mathbf{\text{MESs} = 3312.24 \text{ kg/j}}$$

**Remarque**

La quantité de sable extrait du déssableur est d'environ 4 à 8 l/an/Eq.  
 Le tableau 5.5 résume les résultats de dimensionnement du déssableur-déshuileur.

**Tableau 5.5 : Dimensionnement du déshuileur –déssableur.**

| Désignation                                   | Unités                 | Horizon 2040 |
|---|------------------------|--------------|
| Surface horizontale (Sh)                      | m <sup>2</sup>         | 196.3        |
| Volume (V)                                    | m <sup>3</sup>         | 294.4        |
| Hauteur (H)                                   | m                      | 1.5          |
| Largeur                                       | m                      | 13           |
| Longueur                                      | m                      | 15           |
| Temps de séjour par temps de pluie            | min                    | 10           |
| Quantité d'air à injecter (q <sub>air</sub> ) | m <sup>3</sup> d'air/h | 2649.8       |
| Matières minérales en suspension totales      | Kg/j                   | 1003.71      |
| Matières minérales en suspension éliminées    | Kg/j                   | 702.60       |
| Matières minérales en suspension restantes    | Kg/j                   | 301.11       |
| Matières volatiles en suspension totales      | Kg/j                   | 3011.13      |
| Matières en suspension restantes              | Kg/j                   | 3312.24      |



**Figure 5.10 : Schéma générale de dimensionnement de dégrilleur et déshuileur - déssableur.**

### 5.3. Le traitement primaire (décantation primaire)

Après les prétraitements, il reste dans l'eau une charge polluante dissoute et des matières en suspension que ce traitement va permettre d'éliminer en partie. La nature (organique ou minérale), les dimensions (particules grossières non piégées lors des étapes de prétraitements, finement dispersées ou à l'état colloïdal) et la densité de ces particules sont très variables. Le traitement primaire correspond à une étape gravitaire qui permet d'isoler par décantation les particules décantables.

Les eaux vont traverser le bassin décanteur à faible vitesse pour que les matières en suspension puissent sédimenter. Le décanteur primaire est équipé d'un pont tournant qui concentre les matières décantées vers le centre du bassin. Elles sont alors prélevées par des pompes qui les refoulent jusqu'aux installations de traitement des boues.

En effet, une décantation primaire est mise en œuvre pour alléger la charge à l'entrée du bassin d'aération, elle permet donc l'élimination de 50% à 60% de la charge initiale en matière en suspension (MES) et 20% à 30% de la charge organique entrante exprimée en DBO<sub>5</sub>. [16]

Le décanteur primaire permet donc de limiter la variation de charge et la perturbation de MES dans l'aérateur. Cependant, il produit des boues instables (boues primaires) qui peuvent être une source non négligeable de nuisances olfactives (mauvaise odeurs).

Dans notre étude, on opte pour un décanteur circulaire car ce type présente quelques avantages par rapport au décanteur rectangulaire, leur construction est relativement économique en raison de la faible épaisseur des parois circulaires de béton armé et de la faible densité d'armatures. Aussi, les parties mobiles immergées ne sont pas sujettes à l'abrasion.

#### 5.3.1. Dimensionnement de décanteur primaire

Les principaux paramètres de calcul du décanteur sont :

- La charge superficielle (vitesse limite de chute) qui est définie par :

$$V_{\text{lim}} = Q_{\text{ptp}} / S \dots\dots\dots (5.10)$$

- Q<sub>ptp</sub> : Débit de la station.
- S : Surface totale.
- Le temps de séjours est compris entre 1 et 2 heures. [15].
- La hauteur d'eau dans l'ouvrage : la hauteur minimum est de 2m.

#### Horizon 2040

Pour un réseau unitaire la vitesse limite est déterminée en fonction du rapport  $Q_{\text{pts}}/Q_{\text{moy h}}$ .

Tableau 5.6: Les valeurs de la vitesse limite en fonction de  $Q_{\text{moy h}}$ . [16]

|   |     |     |      |   |    |
|---|-----|-----|------|---|----|
| $K = Q_{\text{pts}} / Q_{\text{moy h}}$ | 2.5 | 3   | 5    | 8 | 10 |
| $V_{\text{lim}} \text{ (m/h)}$          | 2   | 2.5 | 3.75 | 5 | 6  |

$$K = Q_{\text{pts}} / Q_{\text{moy h}} = 1.75$$

Donc d'après ce tableau on tire la vitesse  $V_{\text{lim}} = 2 \text{ m/h}$ .

Avec

- $Q_{\text{pts}}$ : Débit de pointe au temps sec.
- $Q_{\text{m}}$ : Débit moyen horaire.

▪ **La surface horizontale du décanteur**

$$Sh = \frac{Q_{\text{ptp}}}{V_{\text{lim}}} = \frac{1766.52}{2} = 883.26 \text{ m}^2$$

$$Sh = 883.3 \text{ m}^2$$

- $Q_{\text{ptp}}$ : débit de la station.

▪ **Volume du décanteur**

On prend  $T_s = 1,5 \text{ h}$

$$V = Q_{\text{ptp}} \cdot T_s = 1766.52 \cdot 1,5 = 2649.78 \text{ m}^3$$

$$V = 2649.8 \text{ m}^3$$

▪ **La hauteur du décanteur**

$$H = \frac{V}{Sh} = \frac{2649.8}{883.3} = 2.99 \text{ m}$$

$$H = 3 \text{ m}$$

**Remarque**

Il faut prévoir une hauteur de revanche contre le débordement de 0,75m, donc la hauteur totale est  $H = 3.75 \text{ m}$ .

▪ **Le diamètre du décanteur**

$$D = \sqrt{\frac{4V}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 2649.8}{3,14 \cdot 3}} = 33.54 \text{ m}$$

$$D = 33.5 \text{ m}$$

Avec :

- $D$ : Diamètre du décanteur (m).
- $V$ : Volume du décanteur ( $\text{m}^3$ ).
- $h$ : Hauteur du décanteur (m).

- **Temps du séjour**

- Pour le débit moyen horaire :

$$T_s = V / Q_{\text{moy}} = 2649.8 / 334.54 = 7.9 \text{ h}$$

- Pour le débit de pointe par temps sec :

$$T_s = V / Q_p = 2649.8 / 588.85 = 4.5 \text{ h}$$

- pour le débit de pointe par temps de pluie :

$$T_s = V / Q_{\text{ptp}} = 2649.8 / 1766.52 = 1,5 \text{ h}$$

### 5.3.2. Calcul de la quantité de boues éliminées

Sachant que le décanteur primaire permet l'élimination de 30% de DBO<sub>5</sub> et 60% de MES et connaissant les charges de pollution à l'entrée du décanteur : **[16]**

$$\text{DBO}_5 = 3345.7 \text{ Kg/j}$$

$$\text{MES}' = 4014.84 \text{ Kg/j}$$

- **Les charges éliminées par la décantation primaire sont donc**

$$\text{DBO}_{5e} = 0,3 \cdot \text{DBO}_5 = 0.3 \cdot 3345.7 = \mathbf{1003.71 \text{ Kg/j}}$$

$$\text{MES}_e = 0,6 \cdot \text{MES}' = 0.6 \cdot 4014.84 = \mathbf{2408.90 \text{ Kg/j}}$$

- **Les charges à la sortie du décanteur primaire**

$$\text{MES}_s = \text{MES}' - \text{MES}_e = 4014.84 - 2408.9 = \mathbf{1605.94 \text{ Kg/j}}$$

$$\text{DBO}_{5s} = \text{DBO}_5 - \text{DBO}_{5e} = 3345.7 - 1003.71 = \mathbf{2342 \text{ Kg/j}}$$

Les résultats de dimensionnement de décanteur primaire sont représentés sur le tableau 5.7.

**Tableau 5.7: Dimensions du décanteur primaire.**

| désignation                         | Unité             | 2040    |
|-------------------------------------|-------------------|---------|
| débit de la station                 | m <sup>3</sup> /s | 0.491   |
| Surface horizontale                 | m <sup>2</sup>    | 883.3   |
| Volume                              | m <sup>3</sup>    | 2649.8  |
| Hauteur d'eau + hauteur de revanche | m                 | 3.75    |
| Diamètre                            | m                 | 33.5    |
| MES entrées                         | Kg /j             | 4014.84 |
| DBO <sub>5</sub> entrée             | Kg /j             | 3345.7  |
| MES éliminée                        | Kg /j             | 2408.90 |
| DBO <sub>5</sub> éliminée           | Kg /j             | 1003.71 |
| MES sorties                         | Kg /j             | 1605.94 |
| DBO <sub>5</sub> sortie             | Kg /j             | 2342    |

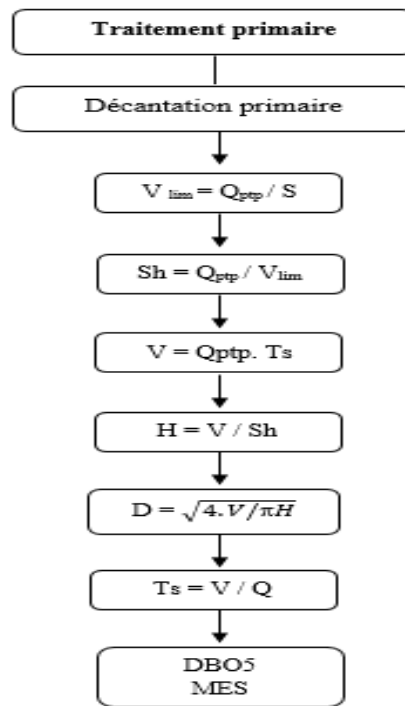


Figure 5.11 : Schéma générale de traitement primaire.

## 5.4. Etude de la variante a faible charges

### 5.4.1. Les traitements secondaires

Le traitement biologique est réalisé dans un ensemble complet qui comprend :

- Les bassins d'aération.
- Les décanteurs secondaires (clarificateur).

Pour cela on fera l'étude de la variante à faible charge.

#### 5.4.1.1. Dimensionnement du bassin d'aération

Le procédé proposé est basé sur le principe des boues activées à faible charge. Le bassin d'aération choisi est de forme carré où arrivent les eaux usées prétraitées et ayant subi une décantation primaire.

Les paramètres caractérisant le traitement par boues activées à **faible charge** sont les suivants :

**Tableau 5.8 : Différents procédés par boues activées selon leurs charges massique et volumique.**

| Charge      | Charge massique (Cm)<br>Kg de DBO <sub>5</sub> /Kg boue/j | Charge volumique (Cv)<br>Kg DBO <sub>5</sub> /m <sup>3</sup> /j |
|-------------|---|---|
| Très faible | <0.07   | <0.35   |
| Faible      | 0.07<Cm<0.2   | 0.35<Cv<0.6   |
| Moyenne     | 0.2<Cm<0.5  | 0.6<Cv<1.5  |
| Forte       | >0.5  | >1.5  |

- **La charge massique  $C_m$**

$$0.07 < C_m < 0.2 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg.MVS.j} \quad [21]$$

Le calcul de la station sera basé sur la valeur suivante de  $C_m$ :

On prend une charge massique :

$$C_m = 0.2 \text{ Kg DBO}_5/ \text{ Kg MVS j}$$

- **La charge volumique  $C_v$**

$$0.35 < C_v < 0.6 \text{ Kg DBO}_5/ \text{ m}^3 / \text{j} \quad [21]$$

Le calcul de la station sera basé sur la valeur suivante:

$$C_v = 0.5 \text{ Kg DBO}_5/ \text{ m}^3/ \text{j}$$

$C_v$  permet d'estimer la capacité du bassin d'aération.

Le bassin d'aération est dimensionné sur la base des charges massique et volumique. Le bassin sera de forme carré de côté  $L$ .

Tel que :

$$S_h = L^2 \quad \dots\dots\dots (5.11).$$

- **Le volume du bassin**

$$V_a = L_0 / C_v \quad \dots\dots\dots (5.12).$$

- $C_v$  : Charge volumique (kg DBO<sub>5</sub>/ m<sup>3</sup>.j)  $C_v = 0.5 \text{ Kg DBO}_5/ \text{ m}^3/\text{j}$
- $L_0$  : charge polluante (kg DBO<sub>5</sub>/j)

$$L_0 = 2342 \text{ kg/j}$$

Donc :

$$V = L_0 / C_v = 2342 / 0.5 = 4684 \text{ m}^3$$

$$V = 4684 \text{ m}^3$$

- **La hauteur du bassin**

Elle est prise généralement entre 3 et 5m donc on prend :

$$H = 4 \text{ m}$$

La hauteur de revanche du bassin doit être  $h \geq 80 \text{ cm}$ . On prend  **$h = 80 \text{ cm}$** .

- **Surface horizontale du bassin**

$$S_h = V / H = 4684 / 4 = 1171 \text{ m}^2$$

$$S_h = 1171 \text{ m}^2$$

- **Calcul des dimensions du bassin (carré)**

$$L = \sqrt{S_h} = \sqrt{1171} = 34.2 \text{ m}$$

$$L = 34.2 \text{ m}$$

- **La masse de boues dans le bassin**

$$X_a = \frac{L_0}{C_m} = \frac{2342}{0.2} = 11710 \text{ kg}$$

$$X_a = 11710 \text{ kg}$$

- **Concentration de boues dans le bassin**

$$[X_a] = X_a / V = 11710 / 4684 = 2.5 \text{ kg/m}^3$$

$$[X_a] = 2.5 \text{ kg/m}^3$$

- V : Volume du bassin d'aération.

- **Calcul du temps de séjour**

- Pour le débit moyen horaire :

$$T_S = \frac{V}{Q_{\text{moy.h}}} = \frac{4684}{334.54} = 14 \text{ h}$$

$$T_S = 14 \text{ h}$$

- Pour le débit de pointe par temps sec :

$$T_S = \frac{V}{Q_{\text{pts}}} = \frac{4684}{588.85} = 7.9 \text{ h}$$

$$T_S = 7.9 \text{ h}$$

- Pour le débit de pointe en temps de pluie :

$$T_S = \frac{V}{Q_{\text{ptp}}} = \frac{4684}{1766.52} = 2.7 \text{ h}$$

$$T_S = 2.7 \text{ h}$$

- **Concentration de l'effluent en DBO<sub>5</sub>**

$$S_o = L_0 / Q_{\text{moy.j}} = 2342 / 8029.68 = 291.667 \text{ mg/l}$$

$$S_o = 291.67 \text{ mg/l}$$

- **La charge polluante à la sortie du décanteur secondaire (S<sub>f</sub> = 30 mg/l)**

La charge polluante exprimée en DBO<sub>5</sub> à la sortie du décanteur secondaire a une concentration S<sub>f</sub> conforme aux normes de rejets fixées à 30 mg/l de DBO<sub>5</sub>.

D'où la charge :

$$L_f = S_f \cdot Q_{\text{moy.j}} = 0,03 \cdot 8029.68 = 240.89 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

$$L_f = 240.90 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

- **La charge polluante en DBO<sub>5</sub> éliminée Le**

$$L_e = L_0 - L_f = 2342 - 240.9 = 2101.1 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

$$L_e = 2101.1 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

- **Le rendement de l'épuration**

$$\eta_{ep} = (L_0 - L_f) / L_0 = (2101.1/2342).100 = 89.71 \%$$

$$\eta_{ep} = 89.71 \%$$

#### 5.4.1.2. Besoins théoriques en oxygène

Les bactéries constituant la boue activée ont besoin d'oxygène d'une part pour se nourrir et de se développer à partir de la pollution éliminée et d'autre part par la dégradation de la matière organique, cet oxygène est apporté généralement par des aérateurs.

La quantité théorique d'oxygène est la somme de celle nécessaire à la synthèse cellulaire plus celle nécessaire à la respiration endogène.

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

$$q_{o_2} = a' L_e + b' X_a \quad (\text{Kg/j}) \dots\dots\dots (5.13).$$

- $L_e$  :  $DBO_5$  éliminée dans le bassin d'aération par jour (Kg).
- $X_a$  : quantité de boues (MVS) présentes par jour dans le bassin d'aération (Kg).
- $a'$  : la fraction de pollution transformé en énergie de synthèse au cours de l'épuration et  $c'$  est aussi la quantité d'oxygène à fournir aux bactéries pour qu'elles synthétisent la matière vivante à partir d'une pollution.

$$0.48 < a' < 0.65 \qquad \qquad \qquad a' = 0.6$$

- $b'$  : coefficient cinétique de respiration endogène.

$$0.07 < b' < 0.11 \qquad \qquad \qquad b' = 0.08$$

- **La quantité d'oxygène journalier**

$$q_{o_2} = 0,6. 2101.1 + 0,08. 11710 = 2197.46 \text{Kg } O_2/\text{j}$$

$$q_{o_2} = 2197.46 \text{ Kg } O_2/\text{j}$$

- **La quantité d'oxygène horaire**

$$q_{o_2/24} = 2197.46/24 = 91.56 \text{Kg } O_2/\text{h}$$

- **La quantité d'oxygène nécessaire par  $m^3$  du bassin**

$$q_{o_2/m^3} = q_{o_2} / v = 2197.46/4684 = 0.47 \text{Kg } O_2/m^3/\text{j}$$

- **La quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe**

$$q_{o_2pte} = (a' L_e / T_d) + (b' X_a / 24) \dots\dots\dots (5.14).$$

- $T_d$  : période diurne en heures  $T_d = 16\text{h}$ .

$$q_{O_2\text{pte}} = (0,6 \cdot 2101,1/16) + (0,08 \cdot 11710/24) = \mathbf{117,82 \text{ Kg O}_2/\text{h}}$$

▪ **Besoin réel en pointe en oxygène**

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

Le passage des conditions théoriques aux conditions réelles s'effectue à l'aide des coefficients correcteurs. [5]

$$q_{O_2\text{réel}} = \frac{q_{O_2}}{\alpha \cdot \beta} \dots\dots\dots (5.15).$$

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

$$\alpha = \frac{C_s(\text{eau usee})}{C_s(\text{eau epure})} = 0,8 \dots\dots\dots (5.16).$$

- $\beta$

Tel que :  $0,8 \leq \beta \leq 0,95$ . [5]

On prend :  $\beta = 0,85$

$$q_{O_2\text{réel}} = \frac{117,82}{0,8 \cdot 0,85} = \mathbf{173,26 \text{ Kg O}_2/\text{h.}}$$

En moyenne :

$$q_{O_2\text{réel jour}} = \frac{2197,46}{0,8 \cdot 0,85} = \mathbf{3231,56 \text{ Kg O}_2/\text{h}}$$

#### 5.4.1.3. Calcul des caractéristiques de l'aérateur

- **Calcul de la puissance de l'aération nécessaire ( $E_n$ )**

Les apports spécifiques des aérateurs de surface ont souvent été compris entre 1 et 2  $\text{kg O}_2 / \text{kwh}$

$$E_n = \frac{q_{O_2}}{E_a} \dots\dots\dots (5.17)$$

- $E_n$  : Puissance de l'aération nécessaire.
- $q_{O_2}$  : besoin réel en oxygène de pointe (kg/h).
- $E_a$  : quantité d' $O_2$  par unité de puissance.

On prend: = 1.5  $\text{kgO}_2/\text{kWh}$ . [17]

$$\text{Donc : } E_n = \frac{173,26}{1,5} = \mathbf{115,51 \text{ kw.}}$$

$$E_n = 115.51 \text{ Kw}$$

**- Puissance de brassage**

La puissance de brassage est donnée par la relation suivante

$$E_b = Sh * Pa \dots\dots\dots (5.18).$$

- Pa : puissance spécifique absorbée.

La puissance spécifique absorbée (Pa) pour les aérateurs de surface est Pa=80w/m²

- Sh : surface horizontale du bassin.

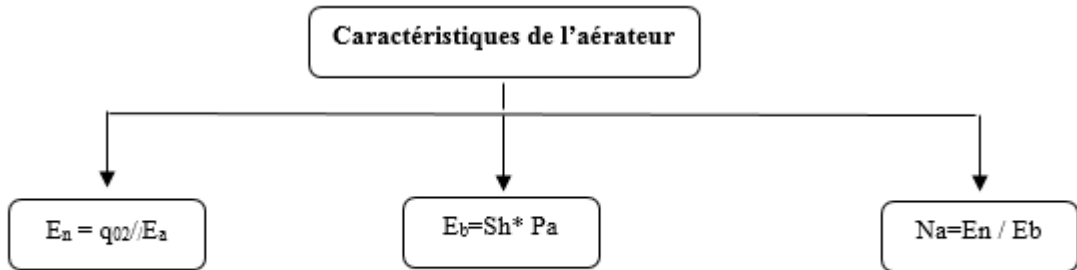
Donc:  $E_b = Sh * Pa = 1171 * 80 = 93.68 \text{ Kw}$

$$E_b = 93.68 \text{ Kw}$$

**- Calcul de nombre d'aérateurs dans le bassin**

$$N_a = E_n / E_b = 115.51 / 93.68 = 1.23$$

On prend trois aérateurs (Na=2).



**Figure 5.12 : Schéma générale des caractéristiques de l'aérateur.**

**5.4.1.4. Bilan de boues**

**▪ Calcul de la quantité des boues en excès**

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

$$\Delta X = X_{min} + X_{dur} + a_m L_e - b X_a - X_{eff} \dots\dots\dots (5.19). [16]$$

Avec :

- Xmin : Boues minérales (25 % de MES).
- Xdur : Boues difficilement biodégradables (appelées matières dures), elles représentent 0,3 à 0,35 des MVS. [16]
- am : Coefficient de rendement cellulaire (g cellulaires formées /g DBO5 éliminées).

am : Varies entre 0.55 < am < 0.65. On prend am= 0.6.

- Le : Quantité de DBO5 à éliminer (Kg/j).

- $b$  : Fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène.  
 $b=0.07$ .
- $X_a$  : Masse totale de MVS dans le bassin (Kg).
- $X_{eff}$  : Fuite de MES avec l'effluent (dépend des normes de rejet, on adopte généralement 30mg / l).

La charge journalière en MES à la sortie de décanteur primaire est **1605.94Kg/j**

$$X_{min} = 0.25 * 1605.94 = 401.49 \text{ Kg/j}$$

$$X_{dur} = 0.3 \text{ MVS}$$

$$X_{dur} = 0.3 (0.75 * 1605.94) = 361.34 \text{ kg/j}$$

$$a_m L_e = 0.6 * 2101.1 = 1260.66 \text{ Kg/j}$$

$$b X_a = 0.07 * 11710 = 819.7 \text{ Kg/j}$$

$$X_{eff} = 0.03 * 8029.68 = 240.89 \text{ Kg/j}$$

Alors

$$\Delta X = 401.49 + 361.34 + 1260.66 - 819.7 - 240.89 = 962.9 \text{ Kg/j}$$

**$\Delta X = 962.9 \text{ Kg/j}$**

▪ **Concentration de boues en excès**

$$X_m = \frac{1200}{I_m} \dots \dots \dots (5.20).$$

Avec :

- $X_m$  : Concentration de boues en excès (kg/j).
- $I_m$  : L'indice de Mohlman.
- $I_m$  : Indique la bonne décantabilité des boues s'il se trouve dans la fourchette :  
(100-150). [5]

Cet indice représente le volume occupé par un gramme de poids sec de boues après décantation d'une demi-heure dans une éprouvette de 1 litre.

On prend :  $I_m = 125 \text{ ml / g}$

D'où :  $X_m = \frac{1200}{125}$

**$X_m = 9.6 \text{ Kg/m}^3$**

▪ **Le débit de boues en excès**

Ce débit est donné par :

$$Q_{b.exces} = \frac{\Delta X}{X_m} = \frac{962.9}{9.6} = 100.3 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{b.exc} = 100.3 \text{ m}^3/\text{j}$$

▪ **Le débit spécifique par m<sup>3</sup> de bassin**

$$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V} \dots\dots\dots (5.21).$$

- V : Volume de bassin.

Donc :

$$q_{sp} = \frac{962.9}{4684} = 0.2 \text{ Kg/m}^3/\text{j}$$

$$q_{sp} = 0.2 \text{ Kg / m}^3/\text{j}$$

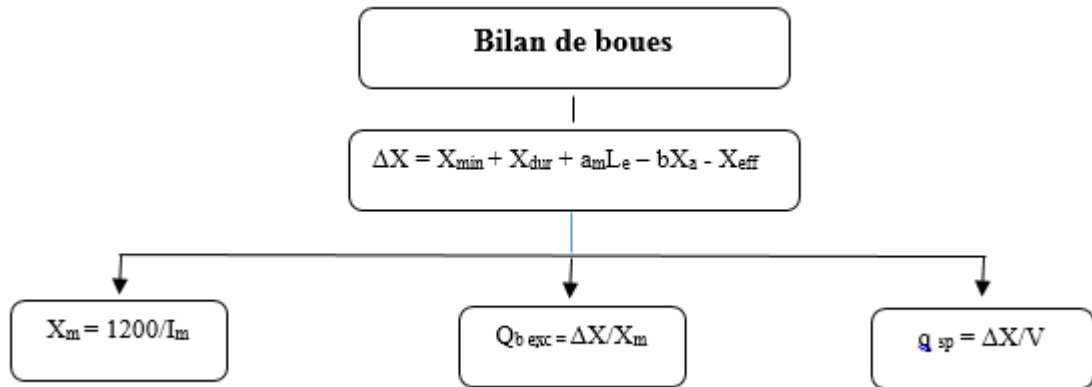


Figure 5.13 : Schéma générale de bilan de boues.

**5.4.1.5. Les boues recyclées**

Dans le but de maintenir une concentration moyenne constante de boues dans le bassin d'aération, une optimisation de l'activité de la biomasse bactérienne et d'éviter l'accumulation des boues dans le clarificateur, on procède à un recyclage d'une partie des boues dans le bassin d'aération. En effet, si la quantité de boues recyclées est insuffisante, le volume des boues stockées dans le décanteur secondaire sera trop important.

Dans ce cas on assiste à un passage en anaérobiose qui provoque une remontée des boues dans le clarificateur.

▪ **Le taux de recyclage**

Il peut varier de 15 à 100% de débit de l'effluent produit.

Il est donné par l'expression suivante :

$$R = \frac{100[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]} \dots\dots\dots (5.22).$$

- R : taux de recyclage(%).

- [X<sub>a</sub>] : concentration des boues dans le bassin = **2.5Kg/m<sup>3</sup>**

$$R = \frac{100 \cdot 2.5}{\frac{1200}{125} - 2.5} = 35.21\%$$

**R=35.21%**

▪ **Le débit des boues recyclées**

$$Q_r = R Q_j \dots\dots\dots (5.23).$$

Donc :

$$Q_r = 0.35 \cdot 8029.68 = 2827.25 \text{ m}^3/\text{j}$$

**Q<sub>r</sub> = 2827.25 m<sup>3</sup>/j**

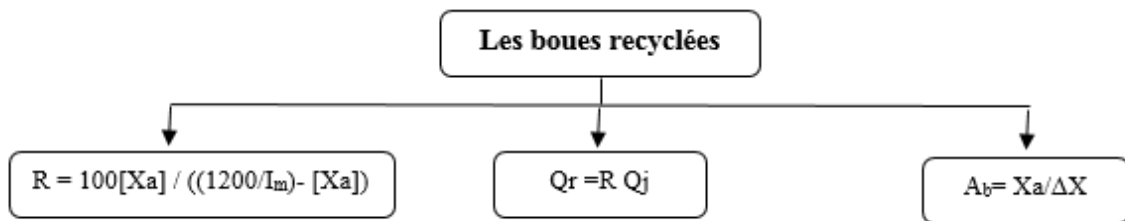
▪ **Age des boues**

C'est le rapport entre la quantité de boues présentes dans le bassin d'aération et la quantité de boues retirées quotidiennement.

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X} \dots\dots\dots (5.24).$$

$$A_b = \frac{11710}{962.9} = 12.16 \text{ jours}$$

**A<sub>b</sub>=12.16 jours**



**Figure 5.14 : Schéma générale des boues recyclées.**

#### 5.4.1.6. Dimensionnement du clarificateur (décanteur secondaire)

Le but du décanteur secondaire est la séparation de floc biologique de l'eau épurée. Les boues déposées dans le clarificateur sont renvoyées vers le bassin d'aération afin d'y maintenir une concentration quasi constante en bactéries et les boues en excès sont évacuées vers les installations de traitement de boues (épaississement, déshydratation).

Un clarificateur doit donc être en mesure d'assurer simultanément trois fonctions :

- Retenir un maximum de particules en suspension (clarification).
- Concentrer les boues avant leur réintroduction dans le bassin d'aération pour minimiser le dimensionnement des pompes (recirculation et extraction).
- Stocker provisoirement des boues en cas de surcharge hydraulique temporaire (protection hydraulique).

Nous optons pour un décanteur de forme circulaire, muni d'un pont racleur de surface (récupération des flottons) et un racleur de fond pour une concentration des boues décantées vers le centre de l'ouvrage d'où une partie est reprise pour le recyclage et l'autre partie des boues (la fraction en excès) est évacuée vers les ouvrages de traitement des boues.

#### Données de base

- Le temps de séjour :  $t_s = (1.5-2) \text{ h. [18]}$

On prend  $t_s = 1.5 \text{ h}$

- Le débit de pointe en temps de pluie (de la station) :  $Q_{\text{ptp}} = 1766.52 \text{ m}^3/\text{h}$

#### ▪ Le volume du clarificateur

$$V = Q_p \cdot t_s = 1766.52 \cdot 1.5 = 2649.78 \text{ m}^3$$

$$V = 2649.8 \text{ m}^3$$

#### ▪ Hauteur du clarificateur

La hauteur du décanteur est :  $H = (3-5) \text{ m}$ .

On prend :  $H = 4 \text{ m}$

#### ▪ La surface horizontale du décanteur

$$S_h = V/h = 2649.8/4 = 662.45 \text{ m}^2$$

$$S_h = 662.5 \text{ m}^2$$

#### ▪ Le diamètre du décanteur

$$D = \sqrt{\frac{4V}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 2649.8}{3,14 \cdot 4}} = 33.54 \text{ m}$$

$$D = 33.5 \text{ m}$$

- Le temps de séjour

$$T_s = \frac{V}{Q}$$

Pour le débit moyen horaire :

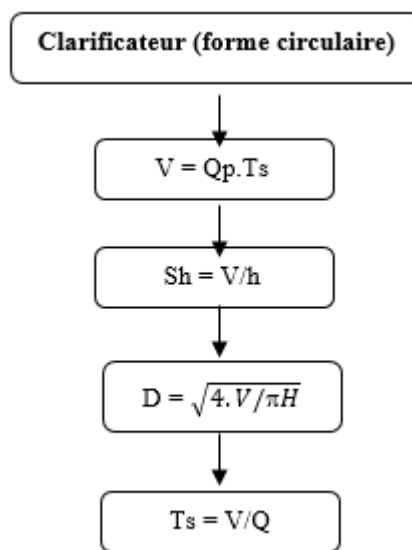
$$T_s = V / Q_{\text{moy}} = 2649.8 / 334.54 = \mathbf{7.9 \text{ h}}$$

Pour le débit de pointe par temps sec :

$$T_s = V / Q_{\text{pts}} = 2649.8 / 588.85 = \mathbf{4.5 \text{ h}}$$

Pour le débit de pointe par temps de pluie :

$$T_s = V / Q_{\text{ptp}} = 2649.8 / 1766.52 = \mathbf{1.5 \text{ h}}$$



**Figure 5.15 : Schéma générale des caractéristiques de clarificateur.**

Les résultats de dimensionnement de décanteur primaire sont représentés sur le tableau 5.8.

**Tableau 5.9 : Résultats de calcul d'aérateur pour l'horizon 2040.**

| Désignations                                       | Unité             | 2040    |
|--|-------------------|---------|
| <b>Données de base</b>                             |                   |         |
| Débit moyen journalier $Q_{\text{moy j}}$          | m <sup>3</sup> /j | 8029.68 |
| Débit moyen horaire $Q_{\text{moy h}}$             | m <sup>3</sup> /h | 334.54  |
| Débit de pointe en temps de pluie $Q_{\text{ptp}}$ | m <sup>3</sup> /h | 1766.52 |
| Charge polluante à l'entrée du bassin $L_0$        | Kg/j              | 2342    |
| Concentration de l'effluent en DBO5 $S_0$          | mg/l              | 291.67  |
| La charge polluante à la sortie $L_f$              | KgDBO5/j          | 240.9   |
| La charge polluante éliminée $L_e$                 | KgDBO5/j          | 2101.1  |
| Le rendement de l'épuration $\eta_{\text{ep}}$     | %                 | 89.71   |

|  |                       |         |
|--|-----------------------|---------|
| <b>Dimensionnement du bassin d'aération</b>  |                       |         |
| Volume du bassin V   | m <sup>3</sup>        | 4684    |
| Nombre   | -                     | 1       |
| Hauteur du bassin H  | m                     | 4       |
| Surface horizontale du bassin Sh   | m <sup>2</sup>        | 1171    |
| Le coté du bassin L  | m                     | 34.2    |
| La masse de boues dans le bassin Xa  | Kg                    | 11710   |
| Concentration de boues dans le bassin [Xa]   | Kg / m <sup>3</sup>   | 2.5     |
| Temps de séjours Ts  |                       |         |
| débit moyen horaire  | h                     | 14      |
| débit de pointe par temps sec  | h                     | 7.9     |
| débit de la station  | h                     | 2.7     |
| <b>Besoin en oxygène</b>   |                       |         |
| Besoins journaliers en oxygène : qo2   | KgO2/j                | 2197.46 |
| La quantité d'oxygène horaire qo2/24   | KgO2/h                | 91.56   |
| La quantité d'oxygène nécessaire pour un m <sup>3</sup> du bassin qo2/m <sup>3</sup> | KgO2/m <sup>3</sup> j | 0.47    |
| Besoins en pointe horaire en oxygène qo2pte  | KgO2/h                | 117.82  |
| <b>Calcul de l'aérateur de surface à installer</b>                                   |                       |         |
| Besoin réel de pointe en oxygène   | KgO2/h                | 173.26  |
| puissance de l'aération nécessaire   | Kw                    | 115.51  |
| puissance de brassage  | Kw                    | 93.68   |
| nombre d'aérateurs dans le bassin  | -                     | 2       |
| <b>Bilan de boues</b>  |                       |         |
| la quantité des boues en excès Δx  | Kg/j                  | 962.9   |
| Concentration de boues en excès Xm   | Kg/m <sup>3</sup>     | 9,6     |
| Le débit de boues en excès Qexcés  | m <sup>3</sup> /j     | 100.3   |
| Le débit spécifique par m <sup>3</sup> de bassin qsp                                 | Kg/m <sup>3</sup> .j  | 0.2     |
| Le taux de boues recyclées R   | %                     | 35.21   |
| Le débit des boues recyclées Qr  | m <sup>3</sup> /j     | 2827.25 |
| Age des boues Ab   | j                     | 12.16   |

| Caractéristiques du clarificateur |                |            |
|-----------------------------------|----------------|------------|
| forme                             | circulaire     | circulaire |
| Nombre de bassins                 | -              | 1          |
| Surface horizontale               | m <sup>2</sup> | 662.5      |
| Diamètre                          | m              | 33.5       |
| Volume                            | m <sup>3</sup> | 2649.8     |
| Hauteur                           | m              | 4          |
| Temps de séjours Ts               |                |            |
| débit moyen horaire               | j              | 7.9        |
| débit de pointe par temps sec     | j              | 4.5        |
| débit de la station               | j              | 1.5        |

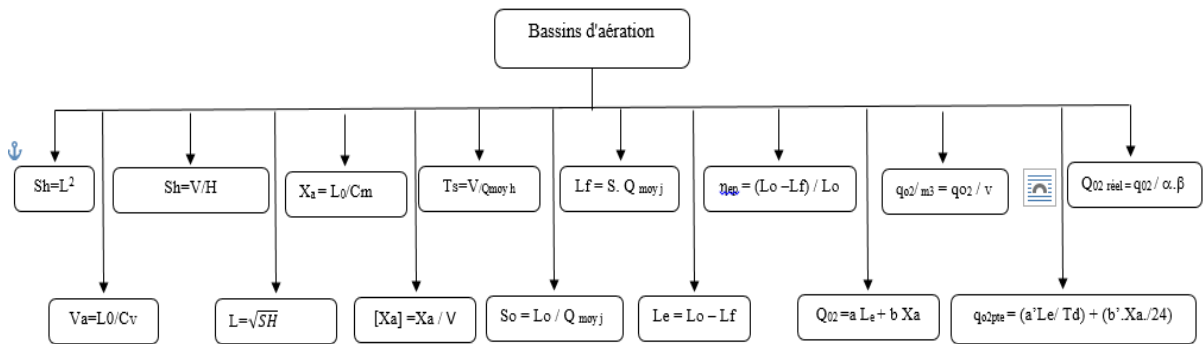


Figure 5.16 : Schéma générale de dimensionnement de bassin d'aération.

### 5.5. Traitement tertiaire (désinfection)

Le traitement biologique ne permet pas à lui seul d'éliminer de façon satisfaisante les germes pathogènes, ce qui implique en cas de réutilisation de l'eau épurée, une désinfection.

La chloration est utilisée depuis longtemps pour son action bactéricide et apparaît comme élément complémentaire de traitement indispensable dès lors que les eaux sont destinées à l'agriculture.

En Algérie, l'hypochlorite de sodium (eau javel) est le produit désinfectant le plus utilisé dans les stations d'épuration pour sa disponibilité sur le marché et son fiable coût.

#### 5.5.1. Dose du chlore à injecter

La dose du chlore nécessaire dans les conditions normales pour un effluent traité est de 5 à 10 mg/l pour un temps de contact de 30 minutes. [14]

On utilise une dose de 10 mg/l pendant un temps de contact de 30 mn. [14]

- La dose journalière en chlore

$$Dj = Q_{moyj} * (Cl_2) = 8029.68 * 0.01 = \mathbf{80.3 \text{ Kg/j.}}$$

- **Calcul de la quantité de la javel pouvant remplacer la quantité du chlore**

On prend une solution d'hypochlorite à 20°

1° de chlorométrie → 3.17 g de Cl<sub>2</sub>/ NaClO

20° de chlorométrie → X

$$X = 3.17 * 20 / 1 = \mathbf{63.4 \text{ g de Cl}_2 / \text{NaClO}}$$

- **La quantité d'hypochlorite de sodium nécessaire**

1 m<sup>3</sup> (NaClO) → 63.4 Kg de Cl<sub>2</sub>

Q<sub>j</sub> → 46.78

$$Q_j = 80.3 / 63.4 = \mathbf{1.27 \text{ m}^3 \text{ (NaClO)/j}}$$

- **La quantité annuelle d'hypochlorite**

$$Q_a = Q_j \cdot 365 = 1.27 * 365 = \mathbf{463.55 \text{ m}^3 \text{ (NaClO) /an}}$$

### 5.5.2. Dimensionnement du bassin de désinfection

Q<sub>ptp</sub> = **1766.52 m<sup>3</sup>/h** (débit de pointe au temps de pluie)

$$T_s = \mathbf{30 \text{ mn}}$$

- **Le volume du bassin**

$$V = Q_{ptp} * T_s = 1766.52 \cdot 30 / 60 = 883.26 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V = 883.26 \text{ m}^3}$$

- **La hauteur du bassin**

On fixe H = 3m

$$\mathbf{H = 3 \text{ m}}$$

- **La surface horizontale**

$$S_h = V / H = 883.26 / 3 = 294.42 \text{ m}^2$$

$$\mathbf{S_h = 294.42 \text{ m}^2}$$

- **La largeur et la longueur**

On prend : L = 2 \* B

$$B = \sqrt{\frac{S_h}{2}} = 12.1 \text{ m.}$$

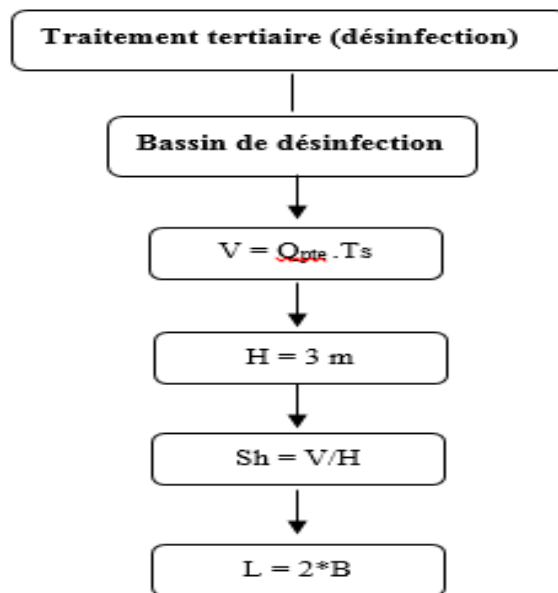
$$\mathbf{B = 12.1 \text{ m}}$$

Alors : L = 2 \* 12.1 = 24.2m

$$\mathbf{L = 24.2 \text{ m}}$$

Avec :

- L : Longueur du bassin de désinfection.
- B : Largeur du bassin de désinfection.



**Figure 5.17 : Schéma générale de dimensionnement du bassin de désinfection.**

Les résultats de dimensionnement du bassin de désinfection sont représentés sur le tableau 5.9.

**Tableau 5.10: Résultats de dimensionnement du bassin de désinfection.**

| Caractéristiques du bassin            | Unité              | Horizon 2040 |
|---------------------------------------|--------------------|--------------|
| Volume                                | m <sup>3</sup>     | 883.26       |
| Hauteur                               | m                  | 3            |
| Surface horizontale                   | m <sup>2</sup>     | 294.42       |
| Longueur                              | m                  | 24.2         |
| Largeur                               | m                  | 12.1         |
| Dose journalière en chlore            | Kg/j               | 80.3         |
| La quantité d'hypochlorite nécessaire | m <sup>3</sup> /j  | 1.27         |
| La quantité annuelle d'hypochlorite   | m <sup>3</sup> /an | 463.55       |

## 5.6. Traitement des boues

Les boues provenant du décanteur primaire et secondaire sont admises dans une Filière de traitement comportent l'épaississement, la stabilisation, la déshydratation et l'évacuation finale.

### 5.6.1. Epaississement

L'épaississeur constitue la première étape des filières de traitement des boues. Il sera dimensionné en fonction de charges polluantes éliminées dans les décanteurs primaire et secondaire.

### 5.6.2. Stabilisation

La stabilisation est un processus qui limite les fermentations afin de favoriser la valorisation agricole des boues. On distingue la stabilisation chimique et biologique.

Pour ce dernier cas, les phénomènes peuvent être aérobies ou anaérobies. Il s'agit alors de l'étape de digestion des boues.

Pour la stabilisation chimique, le composé de choix est la chaux vive. Son incorporation se réalise à une boue déjà floculée égouttée. Un mélange intime est indispensable. Celui-ci est obtenu avec un malaxeur à vis. L'addition de chaux provoque une forte élévation de température et par conséquent une évaporation de l'eau.

Dans notre cas on choisit la technique de stabilisation aérobie, très utilisée dans les stations de traitement de moyenne importance.

### 5.6.3. Déshydratation

Les procédés de déshydratation ont pour objectif de faire passer la boue de l'état liquide à une consistance plus ou moins solide.

Dans notre cas, on choisit une déshydratation naturelle sur lits de séchage afin de réduire les frais d'exploitation de la station (minimiser les dépenses d'énergies).

#### 5.6.1.1. Dimensionnement de l'épaississeur

Il reçoit les boues issues du décanteur primaire et secondaire.

La production journalière des boues est de:

- **Boues issues du décanteur primaire**

La boue primaire :  $DX_p = DBO_{5e} + MESe$

$$DX_p = 1003.71 + 2408.9 = \mathbf{3412.61 \text{ Kg/j}}$$

- **Boues issues du décanteur secondaire**

Boues secondaire  $DX_s = \mathbf{962.9 \text{ Kg/j}}$  (Représente les boues en excès).

- **la quantité totale journalière des boues sera**

$$DX_t = DX_p + DX_s = 3412.61 + 962.9 = \mathbf{4375.51 \text{ Kg/j}}$$

- **La concentration des boues**

A l'entrée de l'épaississeur les boues fraîches ont les concentrations moyennes suivantes :

- Boues primaires : (20-30) g/l [12]

- Boues secondaire : (10-30) g/l [12]

- **Calcul du débit journalier reçu par l'épaississeur**

Calcul du débit journalier de boues entrant dans l'épaississeur :

- **Le débit arrivant du décanteur primaire**

$$Q_1 = DXp / S_1$$

DXp : quantité issues du décanteur primaire.

S1 : concentration des boues.

On prendra **S1 = 25g/l**

$$Q_1 = 3412.61 / 25 = \mathbf{136.5 \text{ m}^3/\text{j}}$$

- **Le débit arrivant du décanteur secondaire**

$$Q_2 = DXs / S_2$$

S2: concentration des boues.

On prendra **S2=10 g/l**

$$Q_2 = 962.9 / 10 = \mathbf{96.29 \text{ m}^3/\text{j}}$$

- **Le débit total (Qt)**

$$Q_t = Q_1 + Q_2 = 136.5 + 96.29 = \mathbf{232.79 \text{ m}^3/\text{j}}$$

- **La concentration du mélange (S)**

$$S = DXt / Q_t = 4375.51 / 232.79 = \mathbf{18.8 \text{ Kg/m}^3}$$

- **Le volume de l'épaississeur**

$$V = Q_t \cdot T_s = 232.79 \cdot 2 = 465.58 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V = 465.6 \text{ m}^3}$$

Ts : temps de séjours = 2j.

- **La surface horizontale**

Pour une profondeur de **H = 3m**. On calcule :

$$Sh = V / H = 465.6 / 3 = \mathbf{155.2 \text{ m}^2}$$

- **Le diamètre**

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Sh}{\pi}} = \sqrt{(4 \cdot 155.2) / 3.14} = 14.1 \text{ m}$$

$$\mathbf{D = 14.1 \text{ m}}$$

- **Caractéristiques des boues épaissies**

La concentration des boues après épaississement par décantation est de l'ordre de 80 à 100 g/l. [5]

- **Calcul du débit des boues épaissies**

$$C_{be} = 85 \text{ g/l.}$$

$$Q_d = DX_t / 85 = 4375.51 / 85 = \mathbf{51.48 \text{ m}^3/\text{j}}$$

### 5.6.1.2. Stabilisateur aérobie

Le but de la stabilisation est d'éliminer dans la phase de respiration endogène 45% de MVS contenues dans les boues.

L'oxygénation est assurée par des aérateurs de surface ou insufflation d'air pour maintenir une concentration d'oxygène au moins égale à 2mg / l.

#### ▪ La quantité de MVS contenue dans les boues

$$MES = 3312.24 \text{ kg/j}$$

$$MM = 301.11 \text{ kg/j}$$

$$MVS = 3011.13 \text{ kg/j}$$

#### ▪ La quantité de MVS à la sortie du bassin de stabilisation

$$(MVS) \text{ sortie} = MVS - 0.45 \cdot MVS = 3011.13 - 0.45 \cdot 3011.13 = 1656.12 \text{ kg/j}$$

$$(MVS) \text{ sortie} = \mathbf{1656.12 \text{ kg/j}}$$

#### ▪ Temps de séjour

L'élimination des MVS est souvent traduite par la relation suivante :

$$B_a = B_{a0} \cdot 1^{K_s T} \dots \dots \dots (5.25).$$

- $B_{a0}$  : représente la quantité de MVS au temps initiale.
- $B_a$  : représente la quantité de MVS au temps t.
- $K_s$  : le taux d'élimination des MVS qui dépend de la boue, de la température et également des traitements précédant la digestion.

Les valeurs de  $K_s$  s'échelonnent entre 0.5 et 0.05, nous prenons  **$K_s = 0.05$** .

L'alimentation se faisant régulièrement une fois par jour et le mélange étant inégale, la fraction volatile de boues maintenues dans le bassin sera telle que :

$$B_a = B_{a0} \cdot 1^{K_s T} = 0.95 \cdot B_{a0} \dots \dots \dots (5.26).$$

Et la fraction volatile stabilisée sera :

$$(1 - 0.95) \cdot B_a = 45\% \text{ De MVS stabilisé}$$

$$0.05 B_a = 0.45 \cdot 1656.12 = 745.25 \text{ kg}$$

$$\mathbf{B_a = 14905 \text{ kg}}$$

L'extraction journalier est de 1656.12Kg MVS /J, l'âge des boues en stabilisation sera

$$\text{donc : } T = \frac{B_a}{MVS_s}$$

$$T = \frac{14905}{1656.12} = \mathbf{9 \text{ jours}}$$

- **Boues en excès dans le stabilisateur**

$$Q_{\text{excès}} = MM + (MVS)_{\text{sortie}} = 301.11 + 1656.12 = \mathbf{1957.23 \text{ kg de boues / jour}}$$

### 5.6.2.1. Dimensionnement du bassin de stabilisation

- **La masse de boue à maintenir dans le stabilisateur ( $M_b$ )**

$$M_b = Q_{\text{excès}} * t = 1957.23 * 9 = \mathbf{17615.07 \text{ kg.}}$$

Sachant que les boues épaissies peuvent atteindre des taux de concentration  $C_{be}$  de 80 à 100 g/l, on prend  $C_{be} = \mathbf{85 \text{ g/l}}$

- **Volume du bassin de stabilisation**

$$V = M_b / C_{be} = 17615.07 / 85 = \mathbf{207.24 \text{ m}^3}$$

- **Surface horizontale**

On prend la profondeur du bassin de stabilisation  $\mathbf{H = 4 \text{ m}}$

$$S_h = V/H = 207.24 / 4 = \mathbf{51.8 \text{ m}^2}$$

- **La largeur de bassin**

Notre stabilisateur a une forme rectangulaire et la surface est donnée par :  $S_h = L * l$

On a  $L = 2.1$

$$l = (S_h/2)^{0.5} = \mathbf{5.1 \text{ m}}$$

- **La longueur de bassin**

$$L = 2.1 * 2 * 5.1 = \mathbf{10.2 \text{ m}}$$

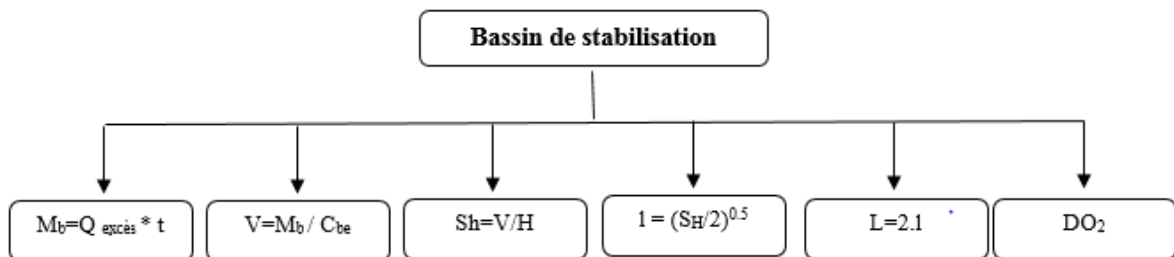
- **Aération du bassin de stabilisation**

La quantité d'air nécessaire s'effectuera à l'aide des aérateurs de surface  $2 \text{ kg O}_2 / \text{kg MVS détruit}$

La masse des boues détruites par jour est de  $1054.4 \text{ kg/j}$

$$DO_2 = 2 * 1656.12 = \mathbf{3312.24 \text{ kg O}_2/\text{j}}$$

$$\mathbf{DO_2 = 3312.24 \text{ kg O}_2/\text{j}}$$



**Figure 5.18 : Schéma générale de dimensionnement de bassin de stabilisation.**

### 5.6.4. Lits de séchage

Les boues épaissies sont épandues sur des lits pour y être déshydratées naturellement. Les lits sont formés d'aires délimitées par des murettes. Ils sont constitués d'une couche de sable disposée sur une couche support de gravier. Les drains, disposés sous la couche support, recueillent les eaux d'égouttage pour les ramener en tête de station. L'épaisseur maximale (H) de boues à admettre sur les lits de séchage est 40 cm.

Les opérations successives de remplissage d'un lit doivent être faites à intervalles rapprochés, soit 2 à 3 jours. La durée de séchage est de 4 à 6 semaines suivant les climats et les saisons.

Une largeur (b) optimum de 8 m et une longueur (L) de 20 à 30 m est conseillée si le lit n'est alimenté qu'en un seul point. [8]

- **Calcul des lits de séchage**

Nous avons choisi les dimensions suivantes

$$b=8\text{m}, L=20\text{m}, H=0,4\text{m}$$

- **Le volume de boues épandues sur chaque lit**

$$V = b * L * H \dots\dots\dots (5.27).$$

$$V = 64\text{m}^3$$

Le séchage des boues se fera quotidiennement avec une période de latence correspondant à la période d'enlèvement des boues séchées et de nettoyage des lits.

La quantité des boues à extraire quotidiennement est :

$$Q_f = (MVS)_{\text{sortie}} = 1656.12 \text{ kg/j}$$

La concentration des boues du stabilisateur varie entre 20 à 80 g/l. on la prend =35 g/l.

D'où le volume journalier des boues à extraire est :

$$V_1 = 1656.12 / 35 = 47.32\text{m}^3/\text{j}.$$

- **Nombre de lits nécessaires à chaque épandage**

$$N > V_1 / V = 47.32 / 64 = 0.74$$

On prend **n=1**

- **Volume des boues épandues par lit et par an**

Il est généralement admis que chaque lit sert 12 fois par an

$$V_2 = 12 * V = 12 * 64 = 768\text{m}^3$$

- **Volume des boues à sécher par an**

$$V_{\text{ba}} = V_1 * 365 = 47.32 * 365 = 17271.8\text{m}^3$$

- **Nombre de lits nécessaire**

$$N > V_{ba} / v_2 = 17271.8 / 768 = \mathbf{22 \text{ lits}}$$

- **Surface nécessaire**

$$S = S_0 * N$$

Où :  $S_0$  c'est la surface du lit de séchage

$$S_0 = L * b = 20 * 8 = \mathbf{160m^2}$$

$$s = 160 * 22 = \mathbf{3520 m^2}$$

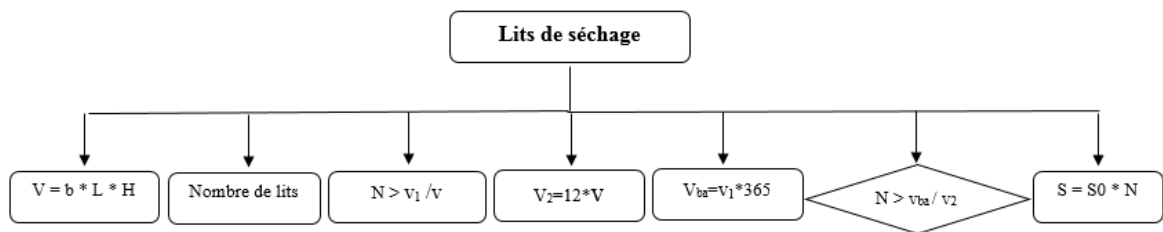


Figure 5.19 : Schéma générale de calcul des lits de séchage.

Tableau 5.11 : Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur, stabilisateur aérobie et le lit de séchage.

| Désignations                                       | unité             | 2040    |
|--|-------------------|---------|
| <b>Dimensionnement de l'épaississeur</b>           |                   |         |
| Boues issues du décanteur primaire                 | kg/j              | 3412.61 |
| Boues issues du décanteur secondaire               | kg/j              | 962.9   |
| la quantité totale journalière des boues           | Kg/j              | 4375.51 |
| Le débit total                                     | m <sup>3</sup> /j | 232.79  |
| La concentration du mélange                        | Kg/m <sup>3</sup> | 18.8    |
| Débit des boues épaissies                          | m <sup>3</sup> /j | 51.48   |
| Hauteur  | m                 | 3       |
| Surface horizontale                                | m <sup>2</sup>    | 155.2   |
| Volume   | m <sup>3</sup>    | 465.6   |
| Diamètre   | m                 | 14.1    |
| <b>Stabilisateur aérobie</b>                       |                   |         |
| La quantité de MVS contenue dans les boues         |                   |         |
| MES  | kg/j              | 3312.24 |
| MM   |                   | 301.11  |
| La quantité de MVS à la sortie de la stabilisation | kg/j              | 1656.12 |
| Temps de séjour                                    | j                 | 9       |
| Boues en excès dans le stabilisateur               | Kg /j             | 1957.23 |

|   |                |          |
|---|----------------|----------|
| La masse de boue à maintenir dans le stabilisateur (Mb) | kg             | 17615.07 |
| Hauteur   | m              | 4        |
| Volume du bassin de stabilisation                       | m <sup>3</sup> | 207.24   |
| Surface horizontale                                     | m <sup>2</sup> | 51.8     |
| La longueur de bassin                                   | m              | 10.2     |
| La largeur de bassin                                    | m              | 5.1      |
| Quantité d'air par jour Do <sub>2</sub>                 | Kg             | 3312.24  |

**Lit de séchage**

|   |                |         |
|---|----------------|---------|
| Le volume de boues épandues sur chaque lit  | m <sup>3</sup> | 64      |
| la quantité des boues à extraire            | Kg/j           | 1656.12 |
| Volume des boues épandues par lit et par an | m <sup>3</sup> | 47.32   |
| Volume des boues à sécher par an            | m <sup>3</sup> | 17271.8 |
| Nombre de lits nécessaire                   | -              | 22      |
| Surface nécessaire                          | m <sup>2</sup> | 3520    |

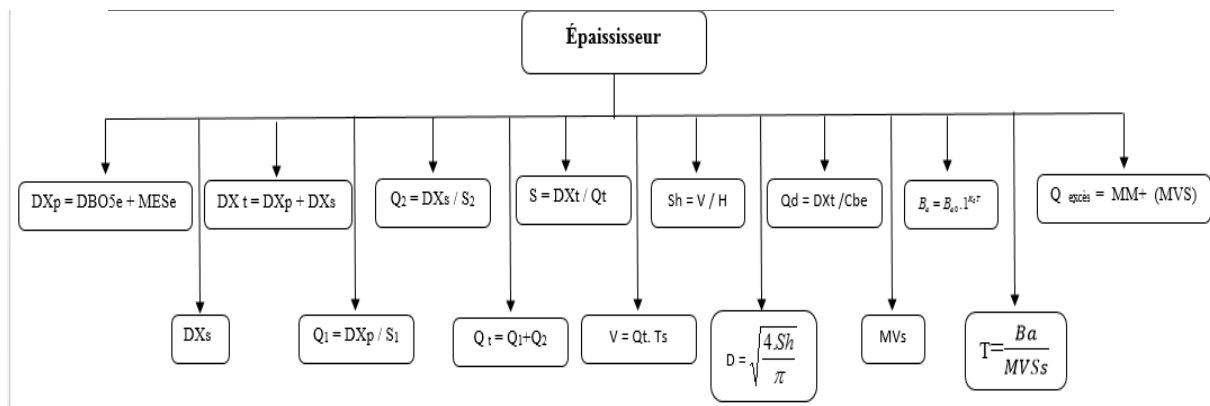


Figure 5.20 : Schéma générale de dimensionnement de l'épaisseur.

**Conclusion**

A travers les calculs effectués dans ce chapitre, nous pouvons juger que la superficie du terrain réservé pour la station d'épuration (3 ha), est suffisante pour l'implantation des différents ouvrages la constituant y compris leurs accessoires pour l'horizon 2040.

Dans la majorité des ouvrages nous avons choisi la forme circulaire des bassins (clarificateur, épaisseur) car cette forme facilite le déplacement des racleurs (de fond ou de Surface).

Le chapitre suivant est consacré à l'étude des différentes techniques d'épuration des eaux usées (procédés d'épuration des eaux usées).

## Introduction

Les eaux résiduaires regroupent : les eaux usées d'origine urbaines ou domestiques, ainsi que les eaux usées d'origine industrielles et agricoles, ont besoin de subir des traitements d'urgence avant d'être rejetés dans les milieux naturels récepteurs.

Afin d'éviter l'altération du milieu récepteur, il existe plusieurs procédés qui varient en fonction de l'importance de la charge polluante à traiter, de la quantité de l'effluent requis, du rendement épuratoire, de la taille de la population, de la disponibilité du terrain, du climat et la topographie de la région.

En effet, ce chapitre est consacré à l'étude des différentes techniques d'épuration des eaux usées.

### 6.1. Définition de l'épuration

En assainissement, l'épuration constitue le processus visant à rendre aux eaux résiduaires rejetées la qualité répondant aux exigences du milieu récepteur il s'agit donc d'éviter une pollution l'Environnement et non de produire de l'eau potable.

### 6.2. Paramètres essentiels pour le choix d'une technologie de traitement des eaux usées

Les paramètres essentiels qui doivent être pris en compte pour le choix d'une technologie de traitement doivent tenir compte :

- Des exigences du milieu récepteur.
- Des caractéristiques des eaux usées, (demande biochimique en oxygène, demande chimique en oxygène, matières en suspension...etc.).
- Des conditions climatiques (température, évaporation, vent, etc.).
- De la disponibilité du site.
- Des conditions économiques (coût de réalisation et d'exploitation).
- Des facilités d'exploitations, de gestion et d'entretien.

### 6.3. Rôle des stations d'épuration

Ce rôle peut être résumé dans les points suivants :

- Traiter les eaux.
- Protéger l'environnement.
- Protéger la santé publique.

- Valoriser éventuellement les eaux épurées et les boues issues du traitement.

## 6.4. Procédés d'épuration des eaux usées

D'une façon générale, une station d'épuration des eaux usées comprend les étapes suivantes :

### 6.4.1. Prétraitement

Le prétraitement vise à protéger le relèvement des eaux brutes et plus généralement à éliminer tout ce qui pourrait gêner les traitements ultérieurs. Suivant la qualité de l'eau à traiter, plusieurs opérations peuvent être nécessaires, parmi lesquelles :

#### 6.4.1.1. Dégrillage

Le dégrillage consiste à séparer les matières les plus volumineuses charriées par l'eau brute, on faisant passer l'effluent d'entrée à travers des barreaux dont l'écartement est bien calculé.

L'efficacité du dégrillage est en fonction de l'écartement entre les barreaux de la grille, on distingue:

- (Un pré dégrillage espacement 30 à 100mm) Un dégrillage moyen : espacement (10 à 25mm).
- Un dégrillage fin : espacement (3 à 10mm) Pour le nettoyage des grilles, on peut rencontrer deux types de grilles :
  - Grilles manuelles : se sont composées avec de barreaux le plus souvent inclinés de 60 à 80° sur l'horizontale, elles sont réservées à la petite station. Leur inconvénient est la nécessité de les nettoyer quotidiennement, car si la grille reste longtemps sans nettoyage, l'effluent risque de refluer dans le collecteur d'arrivée.
  - Grille mécanique : Cette mécanisation est indispensable afin d'éviter un colmatage rapide des canalisations. Elles se classent en deux catégories :
    - Grille droite : elle est inclinées à 80° sur l'horizontale .le nettoyage se fait automatiquement à l'aide des râteliers, des peignes ou encore des brosses
    - Grille courbes: sont utilisées pour les stations d'épuration des eaux industrielles. Le nettoyage se fait par un double râtelier tournant ou encore par un système de bielle appliquée contre la grille.

Les figures (6.1,6.2,6.3) représentent schématiquement quelques dispositifs de dégrillage.

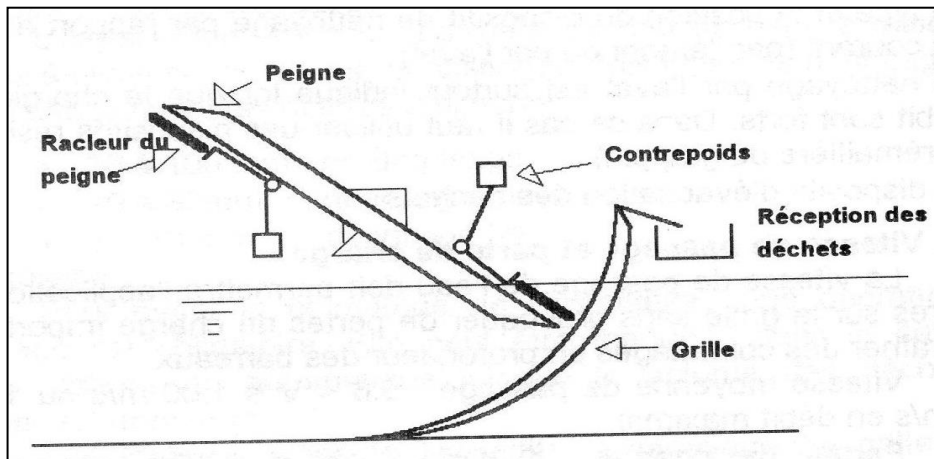


Figure 6.1 : Grille courbé à peigne.

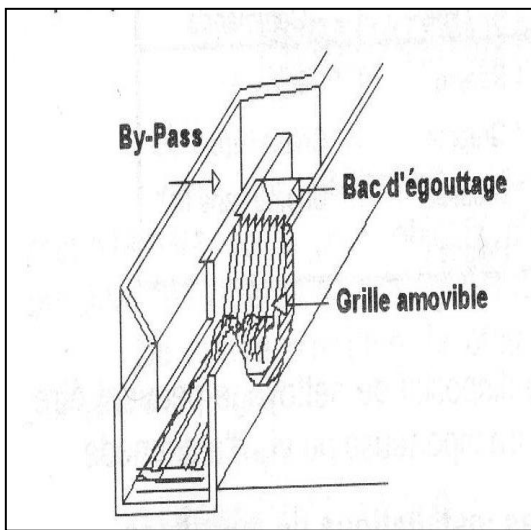


Figure6.2 : Grille statique simple

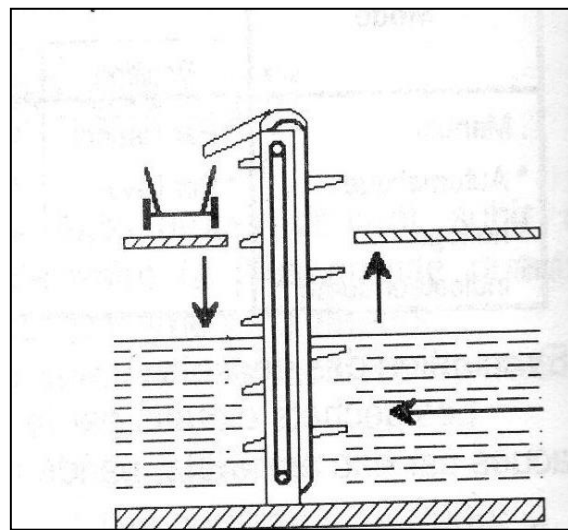
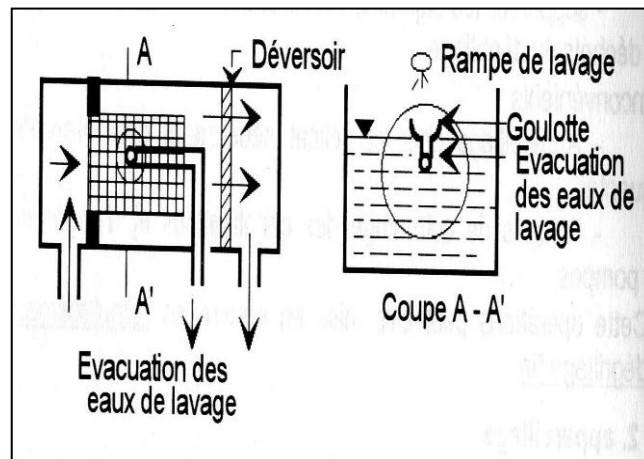


Figure6.3 : Dégrilleur fixe à chaîne sans fin et râteau.

#### 6.4.1.2. Tamisage

Le tamisage est un dégrillage poussé utilisé dans les stations d'épuration industrielles. Il consiste en une filtration sur toile mettant en œuvre des mailles de différentes dimensions. Il existe un macro-tamisage (mailles  $> 0.3\text{mm}$ ) et un tamisage (mailles  $< 100\mu\text{m}$ ).



**Figure 6.4 : Tamis rotatif.**

#### 6.4.1.3. Dessablage

C'est un procédé consiste à l'élimination des sable présents dans l'effluent brute est indispensable pour protéger les conduit et les pompes contre l'érosion et le colmatage d'une part. La technique classique du déssableur consiste à faire circuler l'eau dans une chambre de tranquillisation avec une vitesse d'environ de 0.3m/s qui permet le dépôt d'une grande partie des sables.



**Figure6.5 : Déssableur cylindro-coniques a admission tangentielle.**

#### 6.4.1.4. Dégraissage déshuilage

C'est un procédé destiné à éliminer les graisses et les huiles dans les eaux résiduaires.

Les huiles et les graisses présentent plusieurs inconvénients pour le traitement tel que :

- Envahissement des décanteurs.
- Mauvaise diffusion de l'oxygène dans les décanteurs.
- Mauvaise sédimentation dans les décanteurs.
- Risque de bouchage des canalisations et des pompes.
- Diminution du rendement du traitement qui arrive après.

Il existe différents dispositifs de déshuilage-dégraissage conçus suivant la nature de l'eau à traiter.

- **Dégraisseur-déshuileur aéré**

Ce type d'ouvrage comprend une zone aérée (avec insufflation par le bas) suivi d'un compartiment de sédimentation latéral calculé pour une vitesse ascensionnelle de 15 à 20m/h.

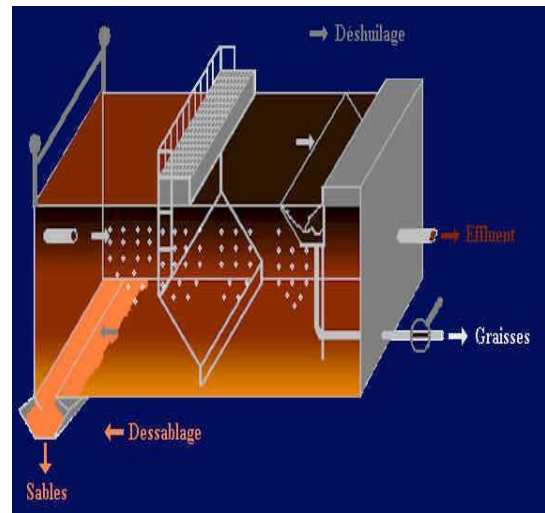
- **Déshuileur longitudinal**

C'est un bassin de forme rectangulaire équipé de racleur de surface de fond. L'ouvrage est calculé pour :

- Une vitesse d'écoulement horizontal de 20 à 50 m/h.
- Une longueur de 2 à 6 m.
- Une hauteur d'eau de 1 à 3 m.



**Figure6.6: Déshuileur dégraisseur de la STEP de BARAKI.**



**Figure6.7: schéma d'un déshuileur dégraisseur**

## 6.4.2. Le traitement primaire

### 6.4.2.1. La décantation primaire

Le traitement primaire consiste en une simple décantation. Elle permet d'alléger les traitements biologiques et physico-chimiques ultérieurs, en éliminant une partie des solides en suspension.

L'efficacité du traitement dépend du temps de séjour et de la vitesse ascensionnelle. La décantation primaire permet d'éliminer, pour une vitesse ascensionnelle de 1.2m/h,

40 à 60% de MES, soit 40% de MO, 10 à 30 % de virus, 50 à 90% des helminthes et moins de 50% des kystes de protozoaires et entraîne également avec elle une partie des micropolluants.

#### **6.4.2.2. La décantation physique (naturelle)**

La décantation est utilisée dans pratiquement toutes les usines d'épuration et de traitement des Procédés d'épuration des eaux usées, c'est un procédé de séparation des matières en suspension et des colloïdes rassemblés en floc dont la densité est supérieure à celle de l'eau ; elle s'effectue selon un processus dynamique, en assurant la séparation des deux phases solide-liquide de façon continue. Les particules décantées s'accumulent au fond du bassin, d'où on les extrait périodiquement. L'eau récoltée en surface est dite clarifiée. Elle est dirigée vers un autre stade d'épuration.

#### **6.4.2.3. La décantation physico-chimique**

Si les particules sont très fines (colloïdales), ils peuvent rester en suspension dans l'eau très longtemps, ces dernières n'ont pas tendance à s'accrocher les unes aux autres. Pour les éliminer, on a recours aux procédés de coagulation et de floculation qui ont pour but de déstabiliser les particules en suspension et faciliter leur agglomération. Par l'injection des réactifs tels que: (le sulfate d'alumine, le sulfate ferrique) pour coagulation et pour la floculation on trouve: les flocculants minéraux, les flocculants organiques.

#### **6.4.2.4. Le traitement biologique**

Le traitement biologique des eaux usées est le procédé qui permet la dégradation des polluants grâce à l'action de micro-organismes. Ce processus existe spontanément dans les milieux naturels tels que les eaux superficielles suffisamment aérées. Une multitude d'organismes est associée à cette dégradation selon différents cycles de transformation. Parmi ces organismes, on trouve généralement des bactéries, des algues, des champignons et des protozoaires. Les microorganismes responsables de l'épuration s'agglomèrent sous forme de floccs et se développent en utilisant la pollution comme substrat nécessaire à la production d'énergie vitale et à la synthèse de nouvelles cellules vivantes.

Les différents procédés biologiques d'épuration des eaux usées sont :

- **Procédés biologiques extensifs**

Ils reposent sur les phénomènes de l'autoépuration naturelle et ils demandent une faible énergie mais nécessitent, en revanche, de grandes superficies et de longs séjours des eaux usées. Du point de vue économique, ils sont moins coûteux. Ce sont le lagunage, l'épandage, etc.

- **Le lagunage (culture libre)**

Le lagunage est un système biologique d'épuration qui repose sur la présence équilibrée de bactéries aérobies en cultures libres et d'algues. L'oxygène nécessaire à la respiration

bactérienne est produit uniquement grâce aux mécanismes photosynthétiques des végétaux en présence de rayonnements lumineux.

- **Lagunage naturel**

L'épuration est assurée grâce à un long temps de séjour dans plusieurs bassins étanches disposés en série. Le nombre de bassin le plus communément rencontré est trois (03). Le mécanisme de base sur lequel repose le lagunage naturel est photosynthèse. La tranche d'eau supérieure de bassins est exposée à la lumière ; ceci permet l'existence d'algues qui produisent l'oxygène nécessaire au développement des bactéries aérobies. Ces bactéries sont responsables de la dégradation de la matière organique. Le gaz carboné formé par les bactéries ainsi que les sels minéraux dans les eaux usées permettent aux algues de se multiplier, au fond du bassin où la lumière ne pénètre pas; ce sont des bactéries anaérobies qui dégradent les sédiments issus de la décantation de la matière organique.

- **Lagunage aéré**

Il s'agit d'un ou plusieurs bassins de 2 à 4 mètres de profondeur, dans lesquels l'apport d'oxygène est fourni par un système artificiel (aérateurs de surface, diffuseurs d'air). Ce mode d'épuration permet d'éliminer 80 % à 90 % de la DBO, 20 % à 30 % de l'azote et contribue à une réduction très importante des germes.

Il a cependant l'inconvénient d'utiliser des surfaces importantes et de ne pas offrir des rendements constants durant l'année.

- **Procédés biologiques intensifs**

Les techniques les plus développées au niveau des stations d'épuration urbaines sont des procédés biologiques intensifs. Le principe de ces procédés est de localiser sur des surfaces réduites et d'intensifier les phénomènes de transformation et de destruction des matières organiques que l'on peut observer dans le milieu naturel.

- **Disques biologiques (cultures fixées)**

Les disques biologiques ou bio disques sont des disques enfilés parallèlement sur un axe horizontal tournant. Ces disques plongent dans une auge, où circule l'eau à épurer ayant subi une décantation. Pendant une partie de leur rotation ils se chargent de substrat puis ils émergent dans l'air le reste du temps (pour absorber de l'oxygène). Les disques sont recouverts par un bio film sur les deux faces. Ils ont un diamètre de 1 à 3 m, sont espacés de 20 mm et tournent à une vitesse de 1 à 2 tr mn<sup>-1</sup>.

Les boues en excès se détachent du disque et sont récupérées dans un clarificateur secondaire avant rejet dans le milieu naturel.

**▪ Les lits bactériens**

Les lits bactériens, appelés aussi lits ou filtres à ruissellement ont été utilisés pour le traitement biologique des eaux usées depuis près de 100 ans.

Son principe de fonctionnement et de faire ruisseler l'eau à traiter, préalablement sur une masse de matériau (naturel ou plastique) servent de support aux micro-organismes. Les micro-organismes qui est fixé sur le support éliminent les matières organique par absorption des constituant solubles et en suspension.

Les lits bactériens sont des réacteurs biologiques à cultures fixées, non immergées, utilisant un matériau de contact traditionnel (pouzzolane, cailloux).

**▪ Les boues activées**

Le procédé à boues activées a été découvert en 1914 à Manchester. Ce procédé utilise l'épuration biologique dans le traitement des eaux usées. C'est un mode d'épuration par cultures libres. Dans une filière de traitement des eaux, le procédé à boues activées fait partie des traitements secondaires.

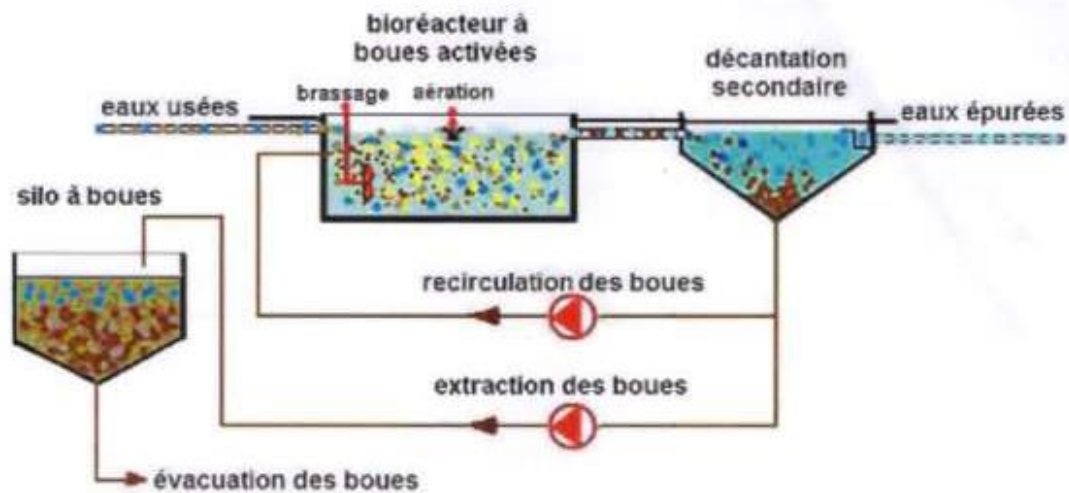
L'épuration par boues activées consiste à mettre en contact les eaux usées avec un mélange riche en bactéries par brassage pour dégrader la matière organique en suspension dissoute. Il y a une aération importante pour permettre l'activité des bactéries et la dégradation de ces matières, suivie d'une décantation à partir de laquelle on renvoie les boues riches en bactéries vers le bassin d'aération. Il existe quatre principales utilisations spécifiques du procédé à boues activées:

- Elimination de la pollution carbonée (matières organiques).
- Elimination de la pollution azotée.
- Elimination biologique du Phosphore.
- Stabilisation des boues: procédé dit d'aération prolongée ou digestion aérobie.

Dans tous les cas, une station d'épuration à boues activées comprend:

- Un bassin dit d'aération dans lequel l'eau à épurer est mis en contact avec la masse bactérienne épuratrice.
- Un clarificateur dans lequel s'effectue la séparation de l'eau épurée et de la culture bactérienne.
- Un dispositif de recirculation assurant le retour vers le bassin d'aération des boues biologiques récupérées dans le clarificateur.
- Un dispositif d'extraction et d'évacuation des boues en excès, c'est-à-dire de surplus de culture bactérienne synthétisée en permanence à partir du substrat, un dispositif de fourniture d'oxygène à la masse bactérienne présente dans le bassin d'aération.

- Un dispositif de brassage de ce même bassin, afin d'assurer au mieux le contact entre les cellules bactériennes et la nourriture, d'éviter les dépôts, de favoriser la diffusion de l'oxygène partout où il en a besoin. Très fréquemment, le même dispositif est utilisé pour l'aération et le brassage.



**Figure 6.8 : Schéma général d'une station d'épuration par boues activées.**

- **Paramètre de fonctionnement des stations à boues activées**

Le procédé à boues activées est défini par les paramètres suivants:

- **La charge massique ( $C_m$ )** : C'est la masse de nourriture entrant quotidiennement dans le bassin d'aération par rapport à la masse de boues présente dans ce réacteur; Elle est exprimée en (kg de  $DBO_5$ /Kg boue/j).
- **La charge volumique ( $C_v$ )** : C'est la masse de nourriture arrivant quotidiennement dans le bassin d'aération ramenée au volume du bassin d'activation. elle est exprimée en (kg  $DBO_5$ /  $m^3$ / j).

- **Age des boues**

C'est le rapport entre la masse de boues présentes dans le réacteur et la masse journalière de boues produites par la station.

- **Décantabilité des boues**

Le bon fonctionnement d'une station de boues activées repose sur celui du bassin d'aération, mais également sur celui du clarificateur.

Pour que ce dernier puisse séparer efficacement la biomasse de l'eau traitée, cette biomasse doit être correctement floculée.

Si Im (indice de Mohlman) > 200 les boues sont malades. Il peut se produire un phénomène de "Bulking" qui empêche la décantation normale des floccs.

Plusieurs raisons sont à l'origine de ce problème :

- La croissance exagérée de bactéries filamenteuses due à la trop grande richesse de l'effluent en substrat facilement dégradable.
- L'arrivée de toxiques qui réduit l'activité biologique et détruit le floc.
- L'excès ou l'insuffisance d'O<sub>2</sub> dans le bassin d'aération.
- La mauvaise vitesse de décantation dans le clarificateur secondaire.

▪ **Aération dans les bassins à boues activées**

L'aération c'est pour la dégradation des matières organique et encore pour maintenir les bactéries en vie au moyen d'appareils appelés aérateurs. On a admet cependant, que le microorganisme aérobie en suspensions dans l'eau n'utilise pas directement l'oxygène gazeux, et que celui que l'on se propose de leur fournir doit être au préalable dissous dans l'eau.

▪ **Les systèmes d'aération**

- **Aération mécanique de surface** : Les aérateurs de surface que l'on peut diviser en 3 groupes :
  - Aérateurs à axe vertical à faible vitesse, aspirant l'eau par le fond et la rejetant directement à l'horizontale.
  - Aérateurs à axe vertical à grande vitesse (1000 à 1800 tr mn<sup>-1</sup>).
  - Aérateurs à axe horizontal permettant l'oxygénation par pulvérisation d'eau dans l'air.
- **Aération par air sur pressée** : Les dispositifs d'injection d'air sur pressé à fines bulles (diffuseurs poreux à haut rendement d'oxygénation: 12 %), à moyennes bulles (diffuseurs à clapets) ou à grosses bulles (diffuseurs à larges orifices) à faible rendement d'oxygénation 5%.

▪ **Paramètres influençant le fonctionnement des bassins d'aération**

Le processus aux boues activées peut être influencé par plusieurs facteurs. On se doit de créer des conditions optimales de fonctionnement afin d'obtenir un traitement des eaux usées le plus performant possible. Les paramètres les plus importants et surtout critiques sont les suivants :

Inhibitions liées aux paramètres caractéristiques de l'eau brute.

- Débit d'alimentation
- PH
- Température
- Nutriments

- Composés toxiques
- Problèmes biologiques
- Inhibition par les bactéries filamenteuses
- Inhibition par les mousses
- Problèmes mécaniques
- Problèmes d'aération
- Dysfonctionnement lié aux agitateurs.

### 6.4.3. La décantation secondaire

A l'issue des traitements, une ultime décantation permet de séparer l'eau épurée et les boues ou résidus secondaires issus de la dégradation des matières organiques. Cette décantation est opérée dans des bassins spéciaux, les clarificateurs.

L'eau épurée peut alors être rejetée dans le milieu naturel. Les boues récupérées en fond d'ouvrage sont pour partie renvoyées vers le bassin d'aération pour y maintenir la concentration voulue en micro-organismes épuratoires et, pour partie, extraites et envoyées sur la ligne de traitement des boues.

### 6.4.4. Le traitement tertiaire

Certains rejets d'eaux traitées sont soumis à des réglementations spécifiques concernant l'élimination d'azote, de phosphore ou des germes pathogènes, qui nécessitent la mise en œuvre de traitements tertiaires.

Il regroupe toutes les opérations physiques et chimiques qui complètent les traitements primaires et secondaires.

#### 6.4.4.1. Elimination de l'azote

L'azote présent dans l'eau se trouve sous deux formes :

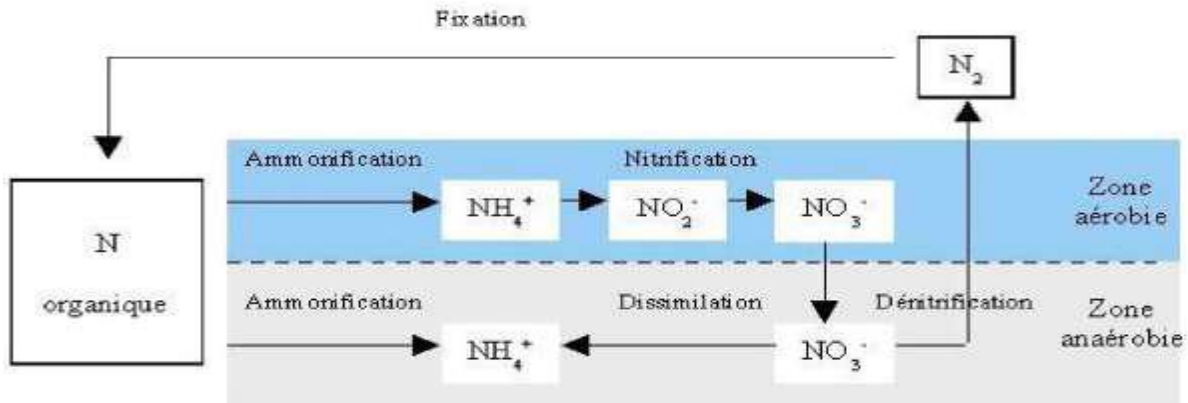
- Azote minérale : principalement sous forme d'azote moléculaire, ( $N_2$ ), d'ion ammonium ( $NH_4^+$ ), d'ion nitrite ( $NO_2$ ) et d'ion nitrate ( $NO_3$ ).
- Azote organique : présent sous forme de protéines qui donnent par l'hydrolyse des acides aminés conduisant eux même par condensation aux peptides et polypeptides. Il se trouve également dans une grande variété d'autres combinaisons organique (urée, acide urique, créatinine etc.....).

Les stations d'épuration n'éliminent qu'environ 20 % de l'azote présent dans les eaux usées, par les traitements de nitrification – dénitrification. Pour satisfaire aux normes de rejet en zones sensibles, des procédés physiques et physico-chimiques complémentaires permettent l'élimination de l'azote par : électrodialyse, résines échangeuses d'ions, "stripage" de

l'ammoniaque, mais ces traitement ne sont pas utilisés dans le traitement des eaux résiduaires urbaines, pour des raisons de rendement et de coût.

- **Elimination biologique de l'azote**

L'élimination biologique de l'azote fait intervenir 4 réactions principales :



**Figure6.9: Schéma général de la nitrification-dénitrification.**

- **L'ammonification**

C'est l'utilisation d'une partie de l'azote organique en azote ammoniacale. La vitesse d'ammonification dépend essentiellement de la concentration en azote ammoniacal.

- **L'assimilation**

C'est l'utilisation d'une partie de l'azote ammoniacal et éventuellement organique pour la synthèse bactérienne.

- **La nitrification**

C'est l'oxydation de l'azote ammoniacal en nitrite puis en nitrate. Elle s'effectue en deux stades par micro-organismes autotrophes. Cette transformation est réalisée en milieu aérobie:

- Oxydation de  $(\text{NH}_4^+)$  en  $(\text{NO}_2^-)$  : c'est l'œuvre essentiellement des germes Nitrosomonas.
- Oxydation de  $(\text{NO}_2^-)$  en  $(\text{NO}_3^-)$  : Les bactéries responsables de cette deuxième réaction, appartiennent aux germes Nitrobacter.

La réaction globale simplifiée de la nitrification peut s'écrire :



- **La dénitrification**

C'est un processus anaérobie (absence de l'oxygène) par lequel les nitrates sont réduits en azote et en oxydes d'azote. Les micro-organismes utilisent les nitrates comme source d'oxydante à la place de l'oxygène et en présence d'une source d'un carbone organique qui doit être apportée dans le milieu.

Avant d'arriver au stade ultime d'utilisation complète de l'oxygène du nitrate pour obtenir l'azote gazeux  $N_2$ , une série de réactions complexes se produisent. On peut néanmoins les résumer :



- **Élimination de l'azote par les procédés physico-chimiques**

- **Le stripping (élimination de l'ammoniacal):** l'azote ammoniacal peut être éliminé par un gaz (air), circulant à contre-courant de l'effluent. Ce processus implique l'utilisation d'une tout dans lequel s'effectue-la réaction l'efficacité de l'épuration dépend du temps de contact, du **pH** et de la température.

Il est possible d'élimination ainsi 98.5 % de l'azote ammoniacal contenu dans les eaux a un **PH** de 10,8.

- **Les résines échangeuses d'ion :** cette technique s'applique aux formes minérales de L'azote et du phosphore, et la présence de M.O dans l'eau rend complexe l'utilisation des résines. En effet une partie de ces résines tend à se fixée irréversiblement sur les résines et à diminuer progressivement leur capacité d'adsorption, il importe donc de les éliminer avant le passage de l'effluent sur les résines.

- **Élimination de l'azote par le traitement électrochimique**

Ce traitement se fait généralement sur les solutions côtières puisque dans ce processus une source de magnésium est indispensable.

#### 6.4.4.2.Élimination du phosphore

Le phosphore se présente lui aussi sous deux formes :

- **Phosphore minérale :** présent principalement sous formes d'ortho phosphate, de phosphores, de diverses combinions minérale come le triphosphate de sodium, le pyrophosphate tétra sodique et l'hexa méta phosphate de sodium.
- **Phosphore organique :** présent dans les combinaisons cellulaires organique soit en tant qu'élément de base de substances bien déterminées, soit en tant qu'élément mobile du métabolisme cellulaire.

L'élimination du phosphore, ou "dé phosphatation", peut être réalisée par des voies physicochimiques ou biologiques, en ce qui concerne les traitements physico-chimique, l'adjonction de réactifs comme les sels de fer ou d'aluminium, permet d'obtenir une précipitation de phosphates insolubles et élimination par décantation. Cette technique est la plus utilisée actuellement élimine entre 80% et 90% du phosphore, mais engendrent une importante production de boues.

- **L'élimination du phosphore par les procédés physico-chimique**

C'est la voie d'élimination du phosphore la plus pratiquée; elle est en effet utilisée dans 86% des cas. Il s'agit d'une précipitation des phosphates par des sels de fer ou d'aluminium, ou encore par de la chaux. L'injection des réactifs peut s'opérer de plusieurs manières :

- En amont du bassin d'aération, par pré-précipitation La chaux est le réactif le plus souvent utilisé à cause de son prix peu élevé. La précipitation des phosphates entraîne une élimination de la pollution carbonée. Cette technique, très intéressante dans le cas d'une station biologique saturée, permet de pallier la surcharge de la station et de différer son extension.
- Dans le bassin d'aération, par co-précipitation, le sulfate de fer (ou d'aluminium) est souvent employé dans cette technique. La co- précipitation est la technique la plus utilisée dans les stations d'épurations. Elle présente de nombreux avantages techniques et économiques, en termes de mise en œuvre et d'exploitation, pour une élimination efficace du phosphore.
- En aval du clarificateur, par post-précipitation: Cette précipitation exige une installation physico-chimique spécifique en aval des clarificateurs, suivie d'une filtration des effluents traités. C'est une technique très onéreuse, mais elle permet de restituer un effluent de très bonne qualité. Les boues produites par cette technique sont traitées avec les boues biologiques. Facilement mise en œuvre et ne nécessitant pas de surveillance particulière, la déphosphoration physico-chimique est une technique fiable et les rendements obtenus sont supérieurs à 80 %.

La déphosphoration biologique est plus délicate à mettre en œuvre, et les rendements obtenus ne sont pas aussi fiables en raison des fluctuations de la charge en phosphore. En outre, les rendements envisageables ne sont que de l'ordre de 50 à 60 %, ce qui implique en général un procédé mixte de déphosphoration procédé biologique + une précipitation chimique.

- **Elimination du phosphore par les procédés biologique**

Le principe du dé phosphatation biologique consiste en une accumulation de phosphore dans la biomasse microbienne, essentiellement par les bactéries accumulatrices de poly phosphata (poly-P), en vue de réaliser des réserves d'énergie ou des réserves en phosphore.

Ce dé phosphatation demande une alternance de séquences anaérobies/aérobies :

L'alternance de ces séquences a pour but de modifier l'équilibre enzymatique régulant la synthèse du poly -P en phase anaérobie.

- Phase anaérobie : des bactéries à cétoènes, anaérobies facultatives, utilisent le Carbone organique mis à leur disposition pour produire de l'acétate. Ces micro-organismes vont accumuler progressivement du phosphore jusqu'à des valeurs pouvant atteindre 10 à 11% de leur poids sec.

- Phase aérobie : l'acétate produit est réutilisé par des bactéries du groupe acinetobacter (moraxella).

#### 6.4.4.3. La désinfection

Un abaissement de la teneur des germes, parfois exigé pour les rejets dans des zones spécifiques (zones de baignade, zones de conchylicoles) ou dans le cadre d'une réutilisation, il sera réalisé par des traitements de désinfection chimique par:

- **Le chlore** : Est un oxydant puissant qui réagit à la fois avec des molécules réduites et organiques, et avec le micro-organisme. Les composés utilisés dans le traitement des eaux usées sont: le chlore gazeux ( $\text{Cl}_2$ ), l'hypochlorite de sodium ( $\text{NaClO}$ ) appelé communément " eau de Javel", l'hypochlorite de calcium ( $\text{CaClO}_2$ ), le chlore de chaux ( $\text{CaCl}_2\text{OCl}_2$ ) et le chlorite de sodium ( $\text{NaClO}_2$ ).
- **L'ozone ( $\text{O}_3$ )** : Est un oxydant puissant, la désinfection par l' $\text{O}_3$  est utilisée aux États-Unis, en Afrique du Sud et au Moyen Orient essentiellement. Il permet l'élimination des bactéries, des virus et des protozoaires. C'est le seul procédé vraiment efficace contre les virus. Les tests de toxicité effectués sur des poissons, des crustacés et des algues n'ont pas permis de mettre en évidence une quelconque toxicité, Il existe aussi des traitements physiques tel que:
- **Les rayons ultraviolets** : qui consistent à utiliser des lampes à mercure disposées parallèlement ou perpendiculairement au flux d'eau. Leur rayonnement s'attaque directement aux microorganismes. Ce traitement est très simple à mettre en œuvre, car il n'y a ni stockage, ni manipulation de substances chimiques et les caractéristiques chimiques de l'effluent ne sont pas modifiées.

- **La filtration** : est un procédé physique qui permet de retenir les microorganismes par rétention à l'aide d'un filtre. Qu'elle soit réalisée sur sable ou sur membrane, cette technique exige une épuration secondaire préalable garantissant une élimination assez poussée des matières en suspension. L'élimination des virus, des bactéries et des protozoaires est fonction du milieu poreux, de la vitesse de percolation, de l'épaisseur du massif filtrant et du niveau d'oxydation de l'eau filtrée.

#### **6.4.5. Le traitement des boues**

Les boues constituant le résidu principal des stations d'épuration. Le traitement des boues représente 30% de l'investissement dans la construction d'une station d'épuration. Le traitement des boues a pour objectifs de :

- réduire la fraction organique afin de diminuer leur pouvoir fermentescible et les risques de contamination (stabilisation).
- diminuer leur volume total afin de réduire leur coût d'évacuation (déshydratation).

### **Conclusion**

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

Pour notre étude, on optera pour le traitement des boues avec leur procédé de traitement et c'est le but chapitre suivant.

Le traitement des boues fera l'objet de chapitre suivant.

## Introduction

La fonction d'une station d'épuration est de traiter les substances contenues dans les eaux usées afin de pouvoir rejeter dans le milieu naturel une eau épurée. Ce traitement s'accompagne de la formation d'un sédiment résiduel.

Les boues se présentent au départ sous forme liquide et avec une forte charge en matière organique hautement fermentescible. Ces deux caractéristiques sont gênantes quelle que soit la destination des boues et imposent la mise en place d'une filière de traitement, c'est-à-dire une suite organisée de procédés qui agissent de façon complémentaire.

Le traitement des boues est défini comme l'ensemble des opérations visant à modifier ces caractéristiques des boues en excès afin de rendre leur destination finale fiable et sans nuisance.

Les boues en excès doivent être extraites de la chaîne liquide. L'extraction des boues peut se faire à partir du décanteur, de la conduite de recirculation des boues ou encore directement de la liqueur mixte du bassin d'aération pour une station d'épuration fonctionnant par boues activées.

### 7.1. Composition des boues

Les boues contiennent notamment de l'azote, du carbone et du phosphore. Ces éléments peuvent nuire à l'environnement, particulièrement au milieu aquatique, lorsqu'ils sont rejetés en grande quantité (eutrophisation, ...). La forme principale à éliminer est la pollution carbonée. Cette matière organique peut être décantable ou biodégradable par l'action de microorganismes vivants.

On trouve dans les boues urbaines :

- des éléments fertilisants : les boues sont riches en matières organiques (phosphore, azote).
- des éléments indésirables à savoir :
  - Des éléments traces minéraux : ils sont constitués en majorité des métaux. Certains de ces éléments occupent une place essentielle à faibles concentrations dans l'organisme (Oligo-éléments), mais deviennent généralement toxiques au-delà d'un certain seuil.

- Des micro-organismes pathogènes : virus, bactéries, protozoaires, vers parasites, et les champignons. Ils sont notamment présents dans les matières fécales rejetées dans les réseaux d'eaux usées et donc inévitablement présents dans les boues brutes.
- Des micropolluants organiques : les substances les plus fréquemment considérées sont HPA (Hydrocarbures Polycycliques Aromatiques) et les PCB (Polychlorobiphényles) car ils sont particulièrement persistants. Les composés suivants entrent aussi dans cette catégorie : pesticides, résidus de médicaments, ph talâtes, nitrates.....

Après épaissement, une boue liquide d'aération prolongée a la composition pondérale moyenne présentée dans le tableau 7.1.

**Tableau 7.1 : La composition des boues d'aération prolongée. [16]**

| <b>Boues résiduaires</b>        |   |
|---------------------------------|---|
| <b>PHASE LIQUIDE 95 à 98% :</b> | <b>PHASE SOLIDE 2 à 5 %</b>               |
| <b>Eau : 950 g/l</b>            | Matières minérales : 30 à 40 % poids sec  |
| <b>Sels dissous : 1 à 2 g/l</b> | Matières organiques : 60 à 70 % poids sec |
| <b>Matières grasses</b>         | <b>4 à 8 % de matières sèches</b>         |
| <b>Azote (N)</b>                | <b>4 à 7 % de matières sèches</b>         |
| <b>Phosphore (P)</b>            | <b>2% de matières sèches</b>              |
| <b>Potassium (K)</b>            | <b>0,25% de matières sèches</b>           |
| <b>Métaux lourds</b>            | <b>0,15 % de matières sèches</b>          |

## 7.2. Désignation des différents types de boues

L'appellation des différents types de boues résulte de la combinaison de plusieurs critères :

- nature de l'effluent (Urbain, laiterie, abattoir, papeterie,...)
- caractéristique du traitement des eaux (primaire, physico-chimique, biologique)

- procédé de stabilisation (aérobie, anaérobie, chaulage, compostage)
- état physique des boues (liquide, pâteux, solide, pulvérulent, granulé)
- type de matériel de déshydratation (filtre-presse, centrifugeuse, table d'égouttage,...).

L'ensemble des combinaisons possibles montre qu'il existe en théorie un grand nombre de types de boues. Toutefois, les principaux types de boues dans une station d'épuration sont les suivants :

### **7.2.1. Les boues primaires**

Les boues de traitement des eaux primaires sont produites dans les bassins par simple décantation des matières en suspension (MES) organiques et minérales contenues dans les eaux usées.

### **7.2.2. Les boues secondaires**

Ces boues sont généralement provient de la séparation de cette biomasse bactérienne et l'eau épurée dans le décanteur secondaire. On peut rencontrer deux types des boues secondaires :

- **Les boues physico-chimiques**

Variante des boues primaire, sont obtenues par l'adjonction de réactifs (sels de fer, d'aluminium ...) visant à coaguler la fraction colloïdale des matières contenues dans les eaux usées. Présentant des concentrations assez élevées, elles nécessitent une stabilisation et posent des problèmes spécifiques de destination finale du fait des ajouts de réactifs, et plus particulièrement de sels métalliques. [19]

- **Les boues biologiques**

Les boues de traitement secondaire biologique sont essentiellement composées des résidus de bactéries épuratrices «cultivées» dans les bassins d'épuration biologique aérobie des stations d'épurations. [21]

### **7.2.3. Les boues mixtes**

Telle est l'appellation du mélange de boues secondaires avec les boues primaires. Les boues mixtes sont celles qui sont issues de la quasi-totalité des filières de traitement complètes. Sur les stations de quelque importance (quelques dizaines de milliers d'éq.hab au moins), il est permis d'envisager des traitements séparés des deux types de boues. [21]

## Remarque

Dans le cas où il existe des boues primaires et des boues secondaires, elles forment des boues "mixtes" fraîches qui vont subir un traitement de stabilisation biologique. Dans le cas où il n'existe pas de décantation primaire (boues activées en aération prolongée, la stabilisation aérobie se fait par séjour prolongé dans les ouvrages épuratoires).

En effet, en aération prolongée, comme en lagunage naturel et en lagunage aéré, le traitement n'inclut pas d'étage de décantation primaire. L'ensemble des déchets est donc soumis à l'aération et les boues obtenues, particulièrement peu concentrées, sont suffisamment minéralisées pour ne pas produire de nuisance ultérieure. [23]

### 7.3. Quantités des boues produites

La production de boues des systèmes biologiques est évaluée en fonction de la composition des eaux brutes et du degré d'intensification du processus bactérien d'épuration (au niveau de charge organique alimentant les bactéries). En réseau séparatif, lorsque seules les eaux usées domestiques arrivent à la station, la production de boues journalières moyenne des stations d'épuration biologiques est **30 à 40 g MES/éq.hab/jour**. Dans le système le plus fréquent en France l'aération prolongée, une valeur de **35 à 40g** est à retenir. [19]

### 7.4. Les opérations de traitement des boues

Le traitement des boues comprend les opérations résumées dans le tableau 7.2

**Tableau 7.2 : Opération du traitement des boues. [20]**

| Opérations                     | But  |
|--------------------------------|--|
| Stabilisation                  | - Limiter les évolutions ultérieures s'accompagnant de nuisances. (fermentation, mauvaises odeurs)                 |
| Concentration (épaississement) | - Eliminer une partie de l'eau interstitielle afin d'éviter son transport.   |
| Conditionnement                | - Modifier les caractéristiques de la boue afin de faciliter la séparation des phases solides et liquides          |
| Déshydratation                 | - Augmenter la siccité afin de rendre le produit solide ou pâteux  |
| hygiénisation                  | - Eradiquer la charge en micro-organismes pathogènes   |
| Stockage                       | - Assurer une capacité tampon harmonisant les besoins d'extraction et les possibilités d'évacuation à l'extérieur. |
| Reprise                        | - Permettre l'utilisation finale.  |

Le schéma ci-après, nous indique les différents traitements des boues et leur succession

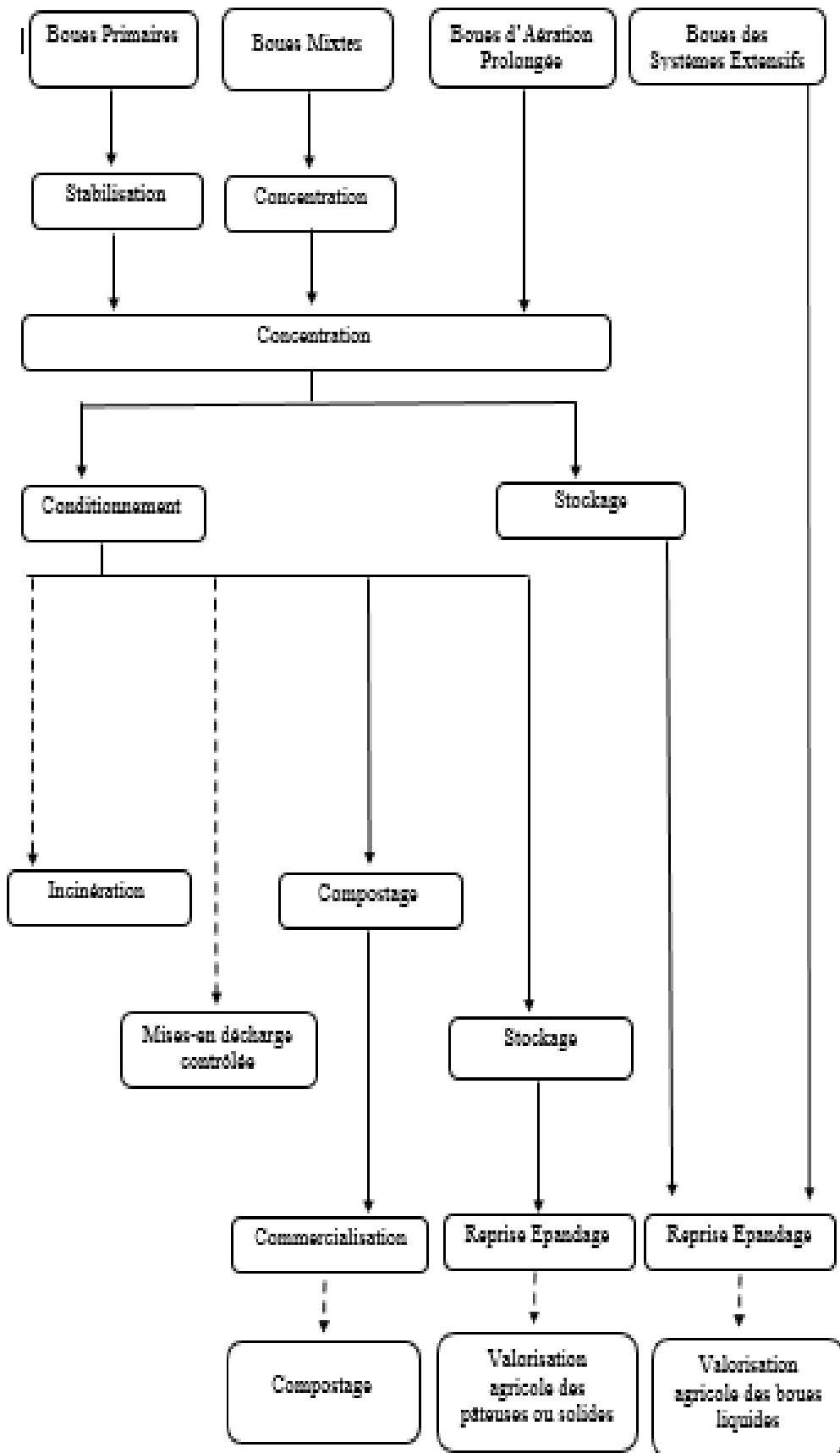


Figure 7.1 : Schéma général de traitement des boues.

### 7.4.1. Stabilisation

La stabilisation des boues a pour but de réduire leurs pouvoirs fermentescibles. Elle peut être obtenue par voie anaérobie, aérobie ou chimique.

- **Stabilisation aérobie**

Ce procédé consiste, par une aération prolongée des boues, à provoquer le développement de micro-organismes aérobies, jusqu'à dépasser la période de synthèse des cellules et réaliser leur propre auto-oxydation (temps de séjour nécessaire : 12-15 jours).

Comme tout procédé biologique, la stabilisation aérobie est influencée par la température. Cependant, du fait de sa rusticité, de la simplicité de sa conduite, de son aisance à supporter les variations de charge, ce procédé se développe considérablement dans les installations de moyenne importance. [8]

- **Stabilisation chimique**

Ce procédé consiste à bloquer simplement l'activité biologique, et donc l'évolution de la boue, par adjonction d'une quantité importante de chaux en élevant le pH au-delà de 11.

La stabilisation à la chaux est adaptée à une évaluation rapide des boues vers leur utilisation finale car le blocage de l'activité bactérienne est réversible. En effet, un stockage prolongé permet par un retour à des conditions de pH proches de la neutralité, une recolonisation bactérienne et une reprise des fermentations. Le chaulage suppose généralement une déshydratation préalable des boues, sauf dans le cas du filtre-pressé où un lait de chaux est mélangé aux boues liquides. Les boues chaulées obtenues sont de structure pâteuse ou solide. [8]

- **Digestion anaérobie**

La digestion anaérobie comprend deux phases :

- une phase de liquéfaction conduisant essentiellement à la production d'acides volatils.
- une phase de gazéification où les bactéries méthaniques (strictement anaérobies) produisent du méthane gaz à partir des acides volatils et des alcools formés dans la première phase.

Le gaz produit est essentiellement composé de méthane et de gaz carbonique. Cependant, d'autres éléments peuvent être présents en faibles proportions (CO, N<sub>2</sub>, H<sub>2</sub>S.....).

La production de gaz est le critère le plus représentatif de la qualité de gestion. Celle-ci dépend de plusieurs facteurs qui sont:

- le pH (compris entre 6,8 et 7,2)
- la température (35°C)
- le temps de séjour (3 à 4 jours)
- la concentration des boues ( $\geq 15$  g/l matières organiques)
- l'intensité du brassage
- la régularité de l'alimentation.
- l'absence de corps toxique. [8]

#### **7.4.2.Épaississement**

C'est le premier stade d'une réduction importante du volume des boues issues des traitements biologiques ou physico-chimiques des effluents urbains. Il est réalisé Pour pouvoir optimiser aussi bien le dimensionnement que la fiabilité, la sécurité et la régularité d'exploitation des postes de traitement situés en aval (stabilisation et déshydratation mécanique).

- **Epaississement statique gravitaire**

Il existe plusieurs types d'épaississement statique gravitaire qui se distinguent essentiellement par le temps de séjour des boues qu'ils permettent. L'épaississement statique est soumis à la seule action de la force de gravité, il consiste en une décantation des boues humides dans une cuve cylindrique à fond conique, la boue épaissie est extraite par le fond de l'ouvrage, alors que le liquide surnageant est évacué par le haut de la cuve.

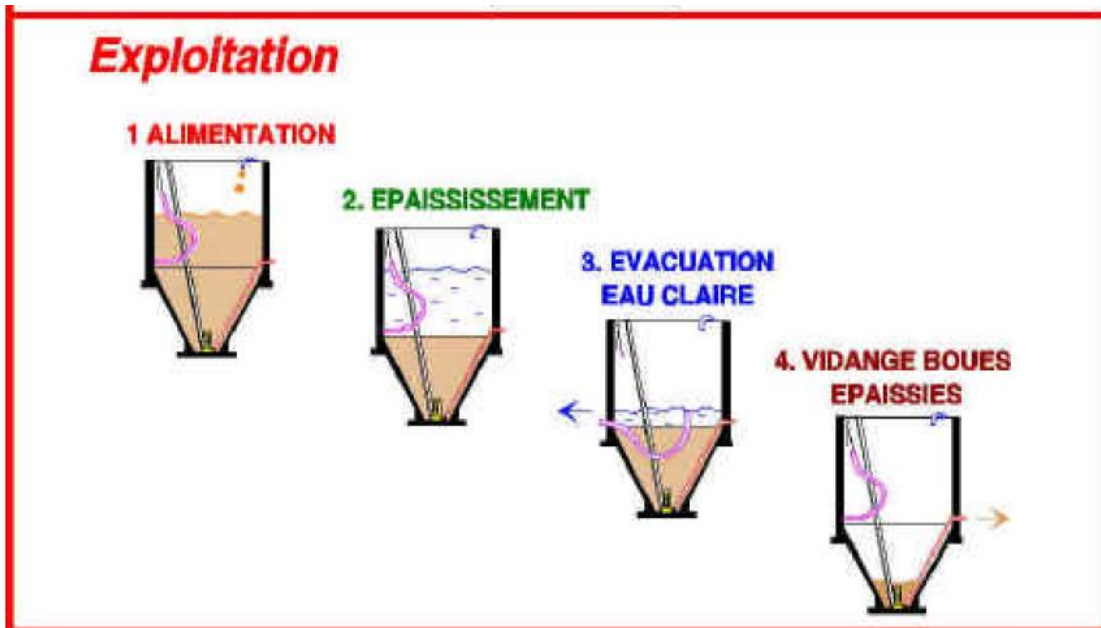


Figure 7.2: Schéma de principe d'un épaisseur gravitaire.

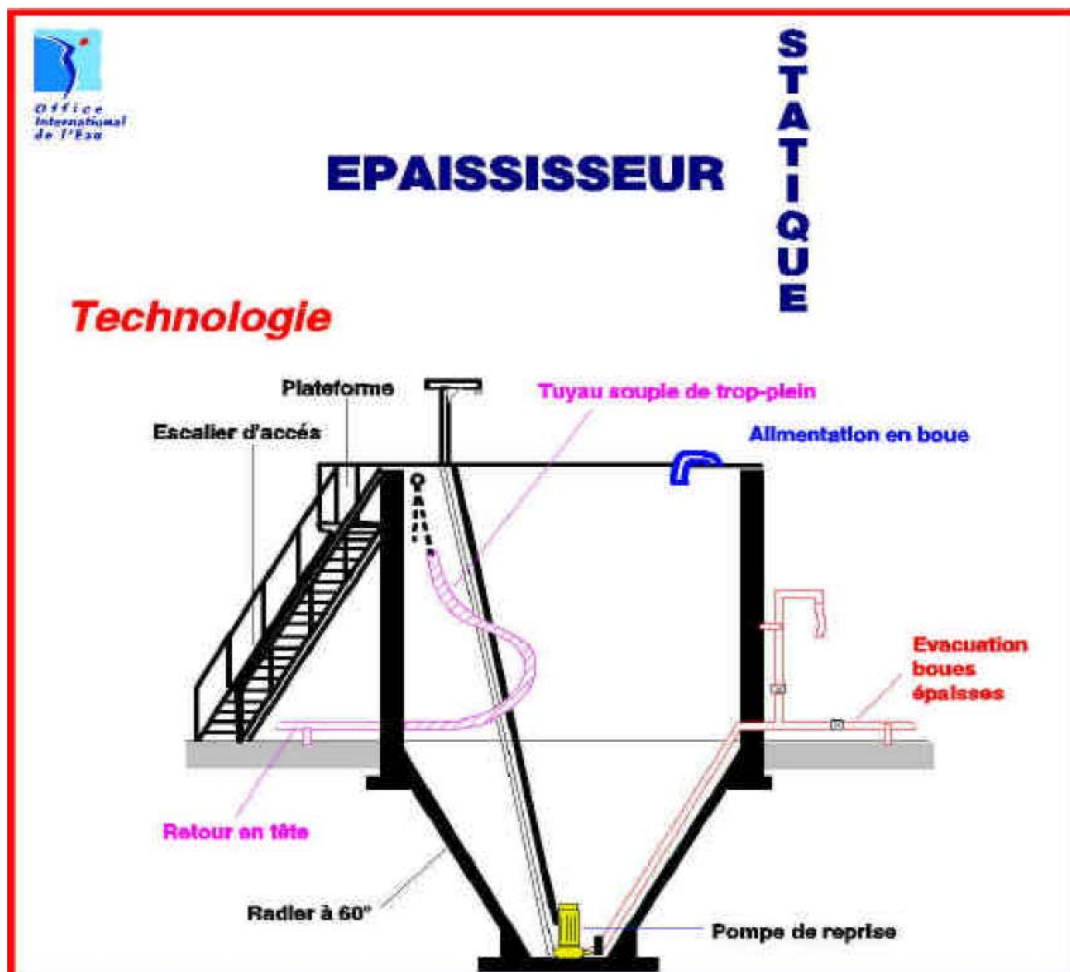


Figure 7.3 : Epaisseur gravitaire ou par décantation.

- **Épaississement dynamique**
  - **Par flottation**

Le procédé le plus utilisé en traitements des boues est l'aéroflottation qui réalise la production de micro bulles d'air selon la technique de pressurisation-détente (détente du fluide préalablement mis en contact avec de l'air comprimé à une pression comprise entre 3 et 6 bars). basé sur une séparation de phases provoquée par une remontée à la surface des boues sous l'effet de la pression de fines bulles d'air.

La flottation a un avantage d'être plus rapide que la décantation est réalisée dans les installations compactes surtout avec les matières en suspension (MES) de faible dilatabilité (siccité de 3,55%).



**Figure 7.4: Épaississement des boues par flottation.**

- **Par la centrifugation**

Cette technique consiste de la séparation, sous l'effet de la force centrifuge à des phases solides/liquides, en ajoutant un polymère en faible dose pour obtenue une boue floculée, permettant d'obtenir un bon compactage. La concentration des boues par centrifugation peut être réalisée avec succès à l'aide d'appareil centrifuges, généralement il est rapide (il traite 66 à 100 m<sup>3</sup> de boues par heure) et compact, mais très consommateur d'énergie (150 à 300 kWh/t MS) et très sensible à la qualité des boues. [21]

### **Remarque**

Un séjour de quelques heures dans un épaississeur (24 heures semble un optimum) permet de porter la concentration des boues en excès à 30 g/l. la phase d'épaississement permet donc d'enlever 50 % de l'eau interstitielle des boues. [19]

### 7.4.3. Conditionnement des boues

L'épaississement naturel des boues est limité par des phénomènes physiques. Des forces électriques de répulsion entre particules de boues empêchent leur rapprochement, en conséquence, ne permettent pas l'évacuation d'une fraction- importante- de l'eau interstitielle. Les procédés employés pour vaincre cette stabilité des suspensions de boues, les techniques de conditionnement, sont d'ordres physiques et chimiques et interviennent par l'augmentation de la taille et de la densité des particules après modification des propriétés électriques, chimique et structurales de celles-ci.

### 7.4.4. Déshydratation

La déshydratation constitue la seconde étape de réduction du volume des boues au cours de laquelle on réalise sur les boues épaissies, stabilisées ou non, une élimination plus ou moins poussée de leur humidité résiduelle de façon à les amener à l'état solide (siccité minimale de 16 à 20 % MS en fonction de la nature et des caractéristiques physico-chimiques de la boue). [21]

Il existe de nombreux procédés de déshydratation, qui diffèrent selon le principe de fonctionnement :

- Egouttage à travers un support filtrant (système drainant).
- Filtration sous pression (filtre presse, filtre à bondes presseuses, presse continue).
- Filtration sous dépression (filtre sous vide).
- Décantation accélérée (centrifugeuse).
- Combinaison d'une filtration et d'une évaporation naturelle (lit de séchage)... [21]

Tous ces procédés (excepté le lit de séchage) nécessite une préparation préliminaire de la boue afin qu'elle soit apte à être déshydraté. Il s'agit du conditionnement des boues qui est réalisé par ajout de réactifs chimiques tels que la chaux et le chlorure ferrique pour le filtre presse et le poly électrolyte pour les autres procédés.

#### ▪ Filtration par égouttage

Les boues conditionnées ou non, placées sur un support poreux approprié (sable, toile filtrante de maille 500 $\mu$ ) perdent une grande partie de leur eau dans cette phase de ressuyage. À l'issue de cette phase il ne reste que l'eau liée. On trouve l'application de ce principe dans :

- **Système Drainant**

La boue préalablement floclées, est introduite dans le dispositif qui est fixe (chaussettes ou bennes filtrantes, tables d'égouttage) ou entraîné en rotation (tambour égoutteur). L'eau interstitielle s'écoule gravitairement à travers le support filtrant (toile en polyester ou tamis en inox).

- **Filtration sous pression**

Une séparation rapide de l'eau restant après égouttage sommaire des boues nécessite leur mise en pression. Ce principe est appliqué dans :

- **Filtre à Bande Presseuses**

La boue floclée est égouttée sur une première toile par drainage libre favorisé par l'action de rouleaux et de bases. Avant d'être prise en compression progressive (jusqu'à 2 à 3 bars) sous une deuxième toile (ou u tambour). L'essorage ainsi obtenu est amélioré par l'effet de cisaillement produit par le cheminement des toiles sur des rouleaux très rapprochées. Enfin un module de pressage supplémentaire (jusqu'à 1 bars) est parfois adapté afin d'optimiser la siccité finale du gâteau. En fin de traitement, des couteaux permettant de décoller le gâteau des toiles qui seront nettoyées par lavage à l'eau claire sous pression (6 à 8 bar). [6]

- **Filtre Presse**

Des plateaux verticaux, évidés et recouverts de toiles filtrantes, sont serrés les uns contre les autres par des vérins hydrauliques.

Les chambres aménagées ainsi entre chaque plateau sont alimentées ensuite avec la boue conditionnée par l'intermédiaire d'une pompe haute pression. Une fois ces chambres remplies, l'introduction continue de la boue à déshydrater provoque la montée en pression à l'intérieur du filtre par suite de resserrement progressif des pores de la boue qui se concentre. En fin de cycle, à la pression maximale, les plateaux sont séparés afin d'évacuer successivement les gâteaux formés.

- **Presse continue**

La boue épaissie et floclée est introduite. Par une vis d'Archimède, tournant à faible vitesse dans un tamis cylindrique perforé muni en son extrémité d'un dispositif de contre pression (cône

obturateur, clapet tare par un levier à contrepoids.....). La boue subit alors une pression qui permet l'évacuation par essorage d'une partie du filtrat.

- **Filtration sous dépression**
- **Filtre sous vide**

La boue préalablement conditionnée alimente en continu une auge dans laquelle est en partie immergé un tambour recouvert d'une toile filtrante. Ce tambour est constitué de compartiments étanches qui seront alternativement soumis à une dépression de 0,4 à 1 bar (créée par une pompe à vide) puis à la pression atmosphérique.

La dépression effective sur 2/3 de la surface filtrante, permet de constituer un film épais de boue sur toile lors de l'immersion. Le retour à la pression atmosphérique correspond aux phases successives de décharge de la boue déshydratée et de rinçage de la toile par eau sous pression (3 à 4 bars).

- **Décantation accélérée**
- **Centrifugeuse**

La boue floculée est introduite dans un bol cylindro-conique à axe horizontal entraîné à très grande vitesse de rotation (variable suivant le diamètre du bol) qui provoque, sous l'effet de la force centrifuge, la séparation des phases liquides et solides. Les matières déposées sur la paroi interne du bol sont entraînées en continu par une vis racleuse hélicoïdale (tournant à une vitesse légèrement différente du bol) pour être évacuée à une extrémité du rotor, tandis que le liquide clarifié ou centrifugat déborde par un déversoir à l'extrémité opposée. Les avantages de la centrifugation résident dans la facilité d'exploitation, l'économie de surface et le coût d'exploitation faible. Cependant les inconvénients sont les siccités du gâteau sont inférieures à celles des autres filtres et l'usure inévitable du racleur hélicoïdal.

- **Combinaison d'une filtration et d'une évaporation naturelle**

L'évaporation naturelle permet d'attendre des siccités élevées de boues à l'état solide (sans retrait). L'intensité de l'évaporation dépend malheureusement des facteurs climatiques, hydrométrie, température, intensité du vent. On retrouve l'application de ce procédé au niveau des lits de séchage.

### 7.4.5. Lit de séchage

Lit de séchage est composée d'une couche supérieure de sable de 10 cm (calibre 0,5 à 1,5 mm), et d'une couche intermédiaire de gravier fin (calibre 5 à 15 mm), et d'une couche inférieure de gros gravier (calibre 10 à 40 mm) reposant sur le bol imperméabilisé et soigneusement nivelé.

Des drains (en ciment ou en plastique) sont disposés, avec une légère pente, dans la couche de base. Les boues épandues liquides sur une épaisseur de 15 à 30 cm perdent d'abord une partie de leur eau (jusqu'à 80%) par drainage à travers le sable. Un séchage atmosphérique par évaporation se produit ensuite et termine la déshydratation des boues. [22]

### 7.4.6. Les traitements d'hygiénisation

C'est un traitement qui réduit à un niveau non détectable les agents pathogènes présents dans la boue. Une boue est considérée comme hygiénisée quand à la suite d'un traitement elle satisfait aux exigences définies dans le tableau 7.1.

L'hygiénisation des boues ne s'impose que dans certains contextes d'utilisation agronomique : la plupart des boues épandues ne sont pas hygiénisées, la maîtrise du risque sanitaire reposant de façon satisfaisante sur l'application de règles de bonnes pratiques. Les traitements d'hygiénisation résultent souvent d'une conduite particulière des traitements de stabilisation : des boues correctement chaulées, séchées thermiquement ou encore compostées peuvent être considérées comme des boues hygiénisées. Cette liste de traitement n'est pas limitative. Des traitements comme la pasteurisation ou l'ionisation, hygiénisent les boues mais sans les stabiliser.

**Tableau 7.3 : Seuils de références pour les teneurs en micro-organismes pathogènes. [17]**

| salmonelles    | Entérovirus     | Œufs d'helminthes pathogènes viables |
|----------------|-----------------|--------------------------------------|
| <8 NPP/10 g MS | <3 NPPUC/10g MS | < 3/10 g MS                          |

#### Remarque

- NPP : Nombre le plus probable.
- NPPUC : Nombre le plus probable d'unités cytopathiques.
- MP : Matière Sèche.

### 7.4.7. Stockage

Son rôle est essentiel vis-à-vis du bon fonctionnement de la station d'épuration puisqu'il doit assurer la souplesse entre les extractions discontinues vers l'utilisation finale des boues.

Dans certains cas (lagunage naturel, lagunage aéré, lagune-culture fixée- lagune), la fonction de stockage est couplée à la fonction de stabilisation dans les vastes ouvrages de traitement des eaux eux même. Ailleurs (décanteurs-digesteurs, lits bactériens,...), la capacité de stockage de l'ordre de 6 mois peut être limite vis-à-vis des possibilités de débouché agricole et nécessite une gestion appropriée (choix des périodes d'extraction). Le développement des capacités de stockage dans les ouvrages approprié se fait, soit par augmentation de leur volume, soit par l'augmentation des concentrations des boues stockées.

## 7.5. Destination finale des boues

La destination finale des boues de station d'épuration est au nombre de trois :

- valorisation agricole, compostage.
- Incinération.
- mise en décharge.

Le choix du mode d'élimination finale des boues dépend des contraintes technico-économiques et environnementales, en tenant compte des impératifs de la législation en vigueur.

### 7.5.1. Valorisation agricole des boues

L'utilisation des boues en agriculture présente des intérêts définis à partir des éléments fertilisants qu'elle apporte. La procédure de valorisation la plus utilisée est le compostage.

- **Le compostage**

Les boues d'épuration, comme de nombreux autres déchets organiques, peuvent constituer un matériau de base permettant l'élaboration de compost. Cette solution de valorisation n'est en pratique, envisageable que si l'on dispose localement d'un produit complémentaire à siccité plus élevée qui puisse être mélangé aux boues. Ces produits de complément sont le plus fréquemment des ordures ménagères, des écorces, de la sciure...etc.



**Figure 7.5: Boues compostées.**

Les éléments toxiques ou nuisibles présents dans les boues peuvent être préjudiciables à l'utilisation agricole, parmi ces composés on cite :

- La présence des germes pathogènes, bactériens, virus, vers, larves de parasites, quand les boues sont susceptibles d'entrer en contact avec les végétaux destinés à l'alimentation humaine
- Les polluants organiques (de type pesticides, graisses, etc.)
- Les métaux lourds à caractère toxique.

Il faut savoir que :

- Toutes les boues ne peuvent être valorisées, la première limite étant bien évidemment leur composition et leur teneur en micropolluant (métaux lourds)
- Les boues peuvent présenter des risques
- Tous les sols ne sont pas adaptés à recevoir des boues (sols argileux)
- L'utilisation agricole n'est possible que durant certaines périodes de l'année. Un calendrier d'épandage à définir, et on doit prendre en considération les types de culture pratiquées et le climat.

### **7.5.2. Incinération des boues**

La technique d'incinération est généralement utilisée pour les grandes stations d'épuration urbaines (manque de surface pour l'épandage ou la mise en décharge).

Le principe de l'incinération des boues et l'élimination totale d'eau interstitielle en réduisant les matières organiques par combustion.

L'incinération des boues présente l'avantage d'une réduction très considérable de la masse de déchets. Toutefois, elle présente l'inconvénient d'engendrer un résidu (les cendres) où se trouvent concentrés les métaux lourds.

### **7.5.3. Mise en décharge**

La mise en décharge est considérée comme la dernière solution en matière d'évacuation des boues. Ces boues doivent être mise en décharges contrôlées, et présenter une fraction soluble inférieure à 10% et des teneurs acceptables en micropolluants métalliques et organiques.

## **Conclusion**

Le traitement des boues issues de filières biologique est impératif, car il rentre dans le cadre de la protection du milieu naturel.

Le but principal de ces traitements est la valorisation en agriculture pour l'amendement des sols comme engrais. En Algérie l'utilisation des boues comme élément fertilisant est mal connu malgré que les boues soient données gratuitement, et le seul frais à déboursé est le transport.

Il est à signaler que les agriculteurs doivent se présenter au niveau des stations d'épuration muni d'un certificat justifiant leur emploi, par la suite une enquête sera faite pour inspecter les lieux de l'épandage, qui doivent être loin de cours d'eau, de nappe ou de source d'eau.

Afin de remédier aux problèmes générés par les eaux usées, et ses effets néfastes sur l'environnement, la nappe et la santé publique, il vient de noter au terme de ce travail, que la conception de la station d'épuration au sein de la ville d'AZAZGA semble être la meilleure alternative.

En effet, ce projet en question s'inscrit dans le contexte relevé ci-dessus, il vise à concevoir une station d'épuration à boues activées vu que les eaux rejetées sont biodégradables, car les analyses ont révélé rapport DCO/DBO<sub>5</sub> dans les normes, malgré la présence des eaux issues des abattoirs, ce qui nous permet de traiter ces eaux par ce procédé en question, ceci en tenant compte de la variante a faible.

Ce choix de variante est arrêté en tenant compte de l'horizon de calcul 2040 donc nous espérons que notre étude a englobé tous les points indispensables pour le dimensionnement de la future station d'épuration d'AZAZGA.

La valorisation des boues et la réutilisation des eaux épurées sont les deux autres perspectives dont pourra bénéficier les agriculteurs de la région.

Enfin, il reste à signaler que le rendement d'une station d'épuration et même sa durée de vie sont étroitement liées à l'entretien et à la gestion de celle-ci, raison pour laquelle beaucoup de stations sont aujourd'hui inexploitées à cause de ce problème.

**[1] DJEBRA.N et TAIB.DJ(2015)**

Etude de réhabilitation de la station d'épuration de DRRA BEN KHEDDA (Mémoire Master, U.BEJAIA).

**[2] TABABOUCHET.S(2017)**

Etude de la population des eaux usées superficielle et souterraines du bassin versant du SEBAOU (Mémoire Master, ÉCOLE NASIONNAL SUERIEUR D'HYDROLOGIE de BLIDA).

**[3] DRAAGUENDOL .N et LOUNIS.N(2017)**

Etude d'amélioration des performances de la station d'épuration de ZEMOURI (U.BOUMERDES).

**[4] BOUARAB.I et HAMIDIDUCHE.H(1997)**

Dimensionnement et réalisation du réseau d'assainissement du PLATEAU est de BORDJ-MNAIEL (INGENIEURE D'ÉTATS, UMMTO).

**[5]BELLAH.K(2012)**

Dimensionnement d'une station d'épuration (Mémoire master, ÉCOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE, ARBAOUI ABDELLAH, BLIDA).

**[6] AYOUNI.L(2006)**

Conception d'une station d'épuration pour la ville de BOUIRA, MFE, ENSH.

**[7] BECHAC. P, PIERRE. BOUTIN, B. MERCIER, P. NUER. 1987**

Traitement des eaux usées. EYROLLES Paris.

**[8] BOURABAH (2008)**

Conception de la station d'épuration de la ville de KHEMIS MILIANA, MFE, ENSH.

**[9] Claude CARDOT1999.**

Techniques appliquées au traitement de l'eau; Edition: Ellipses.

**[10] COMMISSION EUROPEENNE (2001)**

Procédés extensifs d'épuration des eaux usées adaptés aux petites et moyennes collectivités, office des publications officielles des communautés européennes, Luxembourg.

**[11] DEGREMONT MEMENTO 1989**

Technique de l'eau Edition technique et documentation, Lavoisier.

**[12] DEGREMONT MEMONTO 2005.**

Technique de l'eau : tome 1, 10ème édition: DEGREMONT Paris

**[13]ETIENNE PAUL**

Dimensionnement d'une station d'épuration capacité nominale 130000 EH BEZIERS.PFE, INSA. TOULOUSE.FRANCE.

**[14] HADJRABAH.M (2005)**

Contribution à l'étude de traitabilité de la station d'épuration de Réghaia. PFE, (ENP).

**[15] Office international de l'eau 2005**

Conception / dimensionnement : Le traitement par boues activées. RP F7.

**[16] ABDELKADER GAÏD 1984**

Épuration biologique des eaux usées urbaines, tome 2, office de publication universitaire, Alger, 260 p.

**[17] Arrêté du 8 janvier 1998 relatif aux épandages de boues sur les sols agricoles**

**[18] M. CARLIER, 1986**

Hydraulique générale et appliquée. Edition EYROLLS. 534p.

**[19] PHILIPPE DUCHENE**

Les systèmes de traitement de boues des stations d'épuration des petites collectivités, documentation technique FNDAE N°9.

**[20] ROGER PUJOL, ALAIN VACHON, GUY MARTIN**

Guide technique sur le foisonnement des boues, documentation technique FNDAE N°8.

**[21] MOHAMED BOUAISSA (2015)**

Traitement des boues de la station d'épuration d'Al-Hoceima.

**[22] Boues de station d'épuration 2012, technique, valorisation et élimination – DT 51.**

**[23] ABIDI SAAD NOUH (2007)**

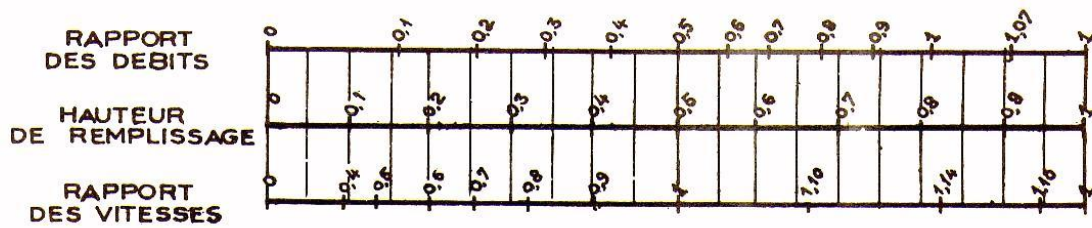
Conception de la station d'épuration de la ville d'EL BAYADH, MFE, ENSH.

ANNEXE 2

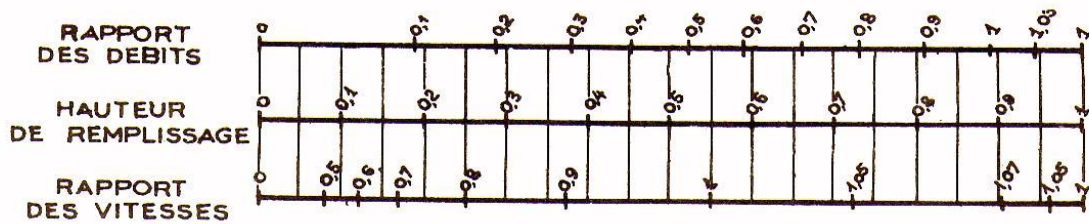
ANNEXE X

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

a) Ouvrages circulaires



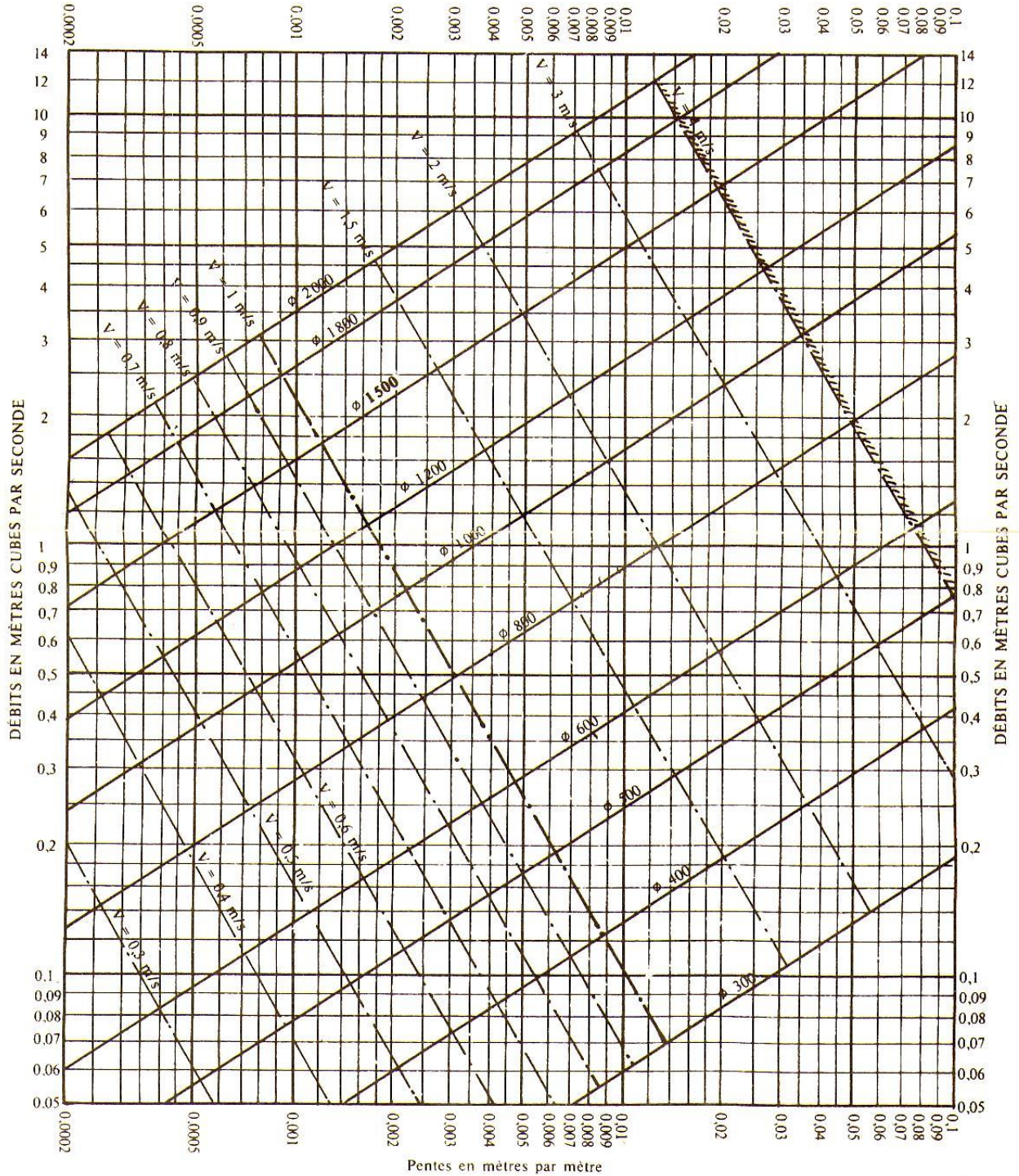
b) Ouvrages ovoïdes normalisés



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

**ANNEXE 3**

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



**ANNEXE 1**

**1. MESURE DES PARAMETRES PHYSICO-CHIMIQUES**

**1.1. Mesure du pH**

La mesure du pH est effectuée en plongeant directement l'électrode combinée dans le milieu considéré. Nous avons utilisé un pH mètre de terrain, la précision est estimée à 1/10 d'unité pH.

**1.2. Les matières en suspension M.E.S**

Filtration dans une centrifugeuse à une vitesse de 4.500 trs/mn pendant 20 mn, puis séchage dans une étuve à 105 °C pendant 24 heures. Le poids est déterminé par pesée sur balance électronique.

**1.3. La demande biochimique en oxygène DBO**

L'échantillon d'eau introduit dans une enceinte thermo statée est mis à incuber à une température de 50 °C en présence d'air pendant 5 jours. Les micro-organismes présents consomment l'oxygène dissous qui est remplacé en permanence par de l'oxygène en provenance du volume d'air situé au dessus de l'échantillon à analyser. L'anhydride carbonique formé est piégé par l'hydroxyde de potassium.

**1.4. Demande chimique en oxygène**

La demande chimique en oxygène DCO est déterminée par la méthode proposée par l'organisation internationale de normalisation Iso 6060. Le principe de la mesure est basé sur la minéralisation de l'échantillon en présence de sulfate de mercure II, d'une quantité connue de dichromate de potassium et d'un catalyseur à l'argent en milieu fortement acidifié par l'acide sulfurique pendant 2 heures, temps durant lequel une partie du dichromate est réduite par les matières oxydables présentes, l'excès de dichromate est titré par une solution de sulfate de fer II et d'ammonium en présence d'un indicateur coloré (phénantroline).