

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
*Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique*  
*Université Mouloud Mammeri de Tizi ousou*  
*Faculté du génie de la construction*  
*Département de génie civil*



# Mémoire de fin d'études

*En vue de l'obtention du diplôme Master en Génie Civil.*  
*Option : Construction Hydraulique et Aménagement (CHA).*

## THEME



Dimensionnement d'une  
station d'épuration.  
Sise à Ouadhias

Dirigé par :  
M<sup>r</sup> : DAHMOUS. H

Présenté par:  
M<sup>r</sup> : AMROUCHE Belaid.  
M<sup>r</sup> : BENSEDDIK Mustapha.

Promotion 2012-2013

# remerciements

*Nous remercions « Dieu tout puissant » de nous avoir donné la force, le courage, la santé et la patience de pouvoir accomplir ce travail,*

*Nous adressons nos vifs remerciements à notre promoteur*

*Mr DAHMOUS.H.*

*Nous tenons à remercier Mr HAMMOUM.H d'avoir honoré notre jury en acceptant de le présider.*

*Nos remerciements s'adressent également au membre du jury pour avoir accepté de juger notre travail.*

*A tous les enseignants qu'ont faits de leurs mieux pour former les futures cadres que nous sommes, merci ;*

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

- *L'unité de l'ADE de Ouadhias.*
- *La DHW de Tizi Ouzou.*
- *L'APC de Ouadhias.*
- *National Eau et Environnement (N.E. E).*
- *La Subdivision d'Hydraulique de Ouadhias en particulier*

*Mr HEMOUDI.*

*Nous tenons à exprimer tout au fond de nos cœurs les reconnaissances à nos familles qui nous ont offert toujours un appui sûr par leurs soutiens et leurs encouragements. Nos plus vifs remerciements vont également à tous nos amis (es), pour le soutien qu'ils nous ont apportés durant toutes ces années d'études. A tous ceux qu'ont contribués de loin ou de près à la réalisation de ce travail.*

*Merci*





# Dédicaces

Je dédie ce modeste travail en guise d'amour, du respect et de reconnaissance à :

- A la mémoire de tous mes très chers regrettés, que Allah les accueille dans son vaste paradis.
- A mes chers parents, pour tous les sacrifices qu'ils ont consentis à mon égard et qui m'ont soutenu durant toutes ces années de formations ;

Et qui ne cesserons de donner de leurs efforts pour moi ;

- A mes très chers frères et sœurs : Mohamed, Djamel, Malika, Karima, Nacera et Ouardia.
- A ma grande famille, oncles, tantes, cousins et cousines ;
- A tous mes amis sans exception ;
- Toute la promotion 2012/2013 ;

A ceux que j'aime et qui m'aiment.



**Belaid.**





# *Dédicaces*

Je dédie ce modeste travail en guise d'amour, du respect et de reconnaissance à :

- A la mémoire de tous mes très chers regrettés, que Allah les accueille dans son vaste paradis.
- A mes chers parents, pour tous les sacrifices qu'ils ont consentis à mon égard et qui m'ont soutenu durant toutes ces années de formations ;

Et qui ne cesserons de donner de leurs efforts pour moi ;

- A mes très chers frères et sœurs ;
- A ma grande famille, oncles, tantes, cousins et cousines ;
- A tous mes amis sans exception;
- Toute la promotion 2012/2013 ;

A ceux que j'aime et qui m'aiment.



*Mustapha*

# Table des matières

|  |    |
|--|----|
| <b>Introduction générale</b> .....   | 1  |
| <b>Chapitre I : Présentation de la zone d'étude</b>                            |    |
| 1.1. Situation géographique de la zone d'étude.....                            | 3  |
| 1.2. Situation topographique.....  | 4  |
| 1.2.1 Diagnostic et analyse du territoire.....                                 | 4  |
| 1.2.2. Hydrographie .....  | 5  |
| 1.3. Aspect hydrogéologique.....   | 5  |
| 1.3.1 Hydro-climatologie .....   | 5  |
| 1.4. Hydrographie .....  | 8  |
| 1.5. Agriculture .....   | 8  |
| <b>Chapitre II : calcul des charges hydrauliques et les charges polluantes</b> |    |
| 2.1. Population raccordée au nouveau réseau d'assainissement.....              | 9  |
| 2.2. Estimation des besoins en eau potable de la commune.....                  | 10 |
| 2.3. Estimation des débits rejetés en eaux usées pour l'horizon 2038.....      | 11 |
| 2.3.1. Estimation des débits des eaux usées domestiques .....                  | 11 |
| 2.3.2. Estimation des débits des eaux usées d'équipement.....                  | 12 |
| 2.3.3. Estimation des débits des eaux usées totales.....                       | 12 |
| 2.3.4. Calcul de l'équivalent habitant (Eq/hab).....                           | 12 |
| 2.4. Calcul des charges hydrauliques et charges polluantes.....                | 13 |
| 2.4.1. Calcul des charges hydrauliques.....                                    | 13 |

|   |    |
|---|----|
| 2.4.2. Calcul des charges polluantes..... | 15 |
|---|----|

### **Chapitre III : Différents procédés d'épuration des eaux usées.**

|  |    |
|--|----|
| 3.1. Traitement des eaux usées.....  | 19 |
| 3.2. Principaux procédés d'épuration.....                                      | 20 |
| 3.2.1. Procédés physiques.....   | 20 |
| 3.2.2. Procédés physico-chimiques.....   | 20 |
| 3.2.3 - Procédés biologiques.....  | 20 |
| 3.3. Organisation d'une station d'épuration des eaux usées urbaines.....       | 20 |
| 3.3.1. Les prétraitements.....   | 21 |
| 3.3.1.1. Dégrillage.....   | 21 |
| 3.3.1.2. Dessablage.....   | 22 |
| 3.3.1.3. Dégraissage.....  | 22 |
| 3.3.2. Les traitements primaires.....  | 23 |
| 3.3.3. Les traitements secondaires.....  | 23 |
| 3.3.3.1. Les différents procédés d'épuration biologique sont les suivants..... | 24 |
| 3.3.3.2. Clarificateur.....  | 28 |
| 3.3.4. Traitements tertiaires ou complémentaires.....                          | 29 |
| 3.3.5. Traitement des boues.....   | 30 |
| 3.4. Avantages et inconvénients des principaux procédés.....                   | 32 |
| 3.4.1. Le lagunage.....  | 32 |
| 3.4.2. Lits bactériens.....  | 32 |

|   |    |
|---|----|
| 3.4.3. Boues activées.....                        | 33 |
| 3.4.3.1. Aération prolongée ou faible charge..... | 33 |
| 3.4.3.2. Moyenne ou forte charge.....             | 34 |
| 3.5. Rendement de l'épuration biologique.....     | 34 |
| 3.6. Choix de la variante d'épuration .....       | 35 |

## **Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration**

|  |    |
|--|----|
| 4.1. Le dégrillage.....  | 37 |
| 4.1.1. Dimensionnement de dégrillage.....                      | 38 |
| 4.1.2. Le refus annuel des grilles.....                        | 42 |
| 4.2. Les stations de relèvement .....                          | 44 |
| 4.3. Dessablage- déshuilage.....                               | 44 |
| 4.3.1. Dessablage .....  | 44 |
| 4.3.2. Déshuilage .....  | 45 |
| 4.3.2.1. Dimensionnement le déssableur-déshuileur.....         | 46 |
| 4.3.2.2. Besoins en air .....                                  | 47 |
| 4.3.2.3. Les matières extraites de déssableur-déshuileur ..... | 47 |
| 4.3.2.4. La quantité de sable extrait du déssableur.....       | 48 |
| 4.4. Le traitement secondaire .....                            | 49 |
| 4.5. Bassin d'aération.....                                    | 49 |
| 4.5.1. Dimensionnement.....                                    | 50 |
| 4.5.2 Les systèmes d'aération .....                            | 52 |

|  |    |
|--|----|
| 4.6. Décanteur secondaire (clarificateur) .....                                  | 53 |
| 4.6.1. Calcul de temps de séjour .....   | 55 |
| 4.6.2. Production des boues .....  | 56 |
| 4.7. Ouvrage du traitement tertiaire (désinfection) .....                        | 56 |
| 4.7.1. Calcul de la dose de chlore pour la désinfection ( $D_d$ ) .....          | 56 |
| 4.7.2. Calcul de volume du bassin de désinfection .....                          | 56 |
| 4.7.3. Calcul de la surface horizontale du bassin de désinfection ( $S_d$ )..... | 57 |
| 4.7.4. Calcul de la longueur du bassin de désinfection ( $L_d$ ) .....           | 57 |
| 4.8. Traitement des boues .....  | 58 |
| 4.8.1. Epaissement.....  | 58 |
| 4.8.2. Dimensionnement.....  | 58 |
| 4.9. Déshydratation des boues (lit de séchage) .....                             | 61 |
| 4.9.1. Surface de lit de séchage .....   | 61 |
| 4.9.2. Calcul du nombre de lit se séchage .....                                  | 62 |
| 4.9.3. Calcul du volume du lit de séchage ( $V_L$ ) .....                        | 63 |

## **Chapitre V : Caractéristiques des matériaux.**

|  |    |
|--|----|
| 5.1. Etat limites.....                   | 64 |
| 5.1.1. Etat limite ultime (ELU).....     | 64 |
| 5.1.2. État limite de service (ELS)..... | 64 |
| 5.2. Le béton .....                      | 65 |
| 5.2.1. Composition du béton .....        | 65 |

|   |    |
|---|----|
| 5.2.2. Résistance du béton à la compression (Art2.1,2 2 du BAEL91 ).....          | 65 |
| 5.2.3. Résistance du béton à la traction (Article 2.1.12 du BAEL91).....          | 66 |
| 5.2.4. Module de déformation longitudinale.....                                   | 67 |
| 5.2.5. Module de déformation transversale du béton .....                          | 67 |
| 5.2.6. Les contraintes limites de calcul .....                                    | 68 |
| 5.2.7. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U).....                    | 68 |
| 5.2.8. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S).....                | 69 |
| 5.2.9. Contrainte limite de cisaillement (Art : A5.1, 21 BAEL.....                | 69 |
| 5.2.10. Diagramme contraintes-déformations de calcul du béton en compression..... | 70 |
| 5.3. ACIERS .....   | 71 |
| 5.3.1. Limite d'élasticité .....  | 71 |
| 5.3.2. Les sollicitations.....  | 74 |
| 5.3.2.1. Combinaison de calcul à l'ELU.....                                       | 74 |
| 5.4. Ferrailage minimum $A_{min}$ .....   | 75 |
| 5.5. Actions – sollicitations .....   | 75 |
| 5.6. Hypothèses de calcul .....   | 76 |
| 5.6.1. État limite ultime (ELU) .....   | 77 |
| 5.6.2. Etat limite de service (ELS).....  | 77 |
| <b>Chapitre VI : Descentes des charges</b>  |    |
| 6.1. pré-dimensionnement des éléments.....  | 78 |
| 6.2. Caractéristiques du réservoir .....  | 78 |

|   |    |
|---|----|
| 6.3. Description du réservoir.....  | 78 |
| 6.4. Les charges permanentes .....  | 79 |
| 6.4.1. La jupe centrale .....   | 79 |
| 6.4.2. Poids de voile périphérique (paroi du réservoir) $P_p$ .....         | 80 |
| 6.4.3. Poids de radier $P_{\text{radier}}$ .....                            | 82 |
| 6.4.4. Poids de gousset .....   | 82 |
| 6.5. Le poids total de notre ouvrage vide.....                              | 82 |
| 6.6. Poids de l'eau .....   | 82 |
| 6.7. Poids total (poids total de notre ouvrage vide + Poids de l'eau) ..... | 83 |
| 6.8. Poids du béton de propreté $P_{\text{propreté}}$ .....                 | 83 |

## **Chapitre VII : Etude géotechnique**

|  |    |
|--|----|
| 7.1. But de l'étude géotechnique ..... | 84 |
| 7.2. Séismicité .....                  | 84 |
| 7.3. Travaux de reconnaissance .....   | 84 |
| 7.4. Interprétation des résultats..... | 85 |

## **Chapitre VIII : Etude statique du clarificateur.**

|  |    |
|--|----|
| 8.1. Calcul des parois.....  | 87 |
| 8.1.1. Calcul de la paroi cylindrique sous l'effet hydrostatique ..... | 87 |
| 8.1.1.1. Calcul la Pression unitaire sur chaque bande de la paroi..... | 87 |
| 8.1.1.2. Calcul des armatures circulaire (cerces).....                 | 88 |
| 8.1.2. Calcul de la paroi cylindrique sous la poussée des terres.....  | 90 |

|  |     |
|--|-----|
| 8.1.2.1. Calcul la poussée des terres sur chaque bande de la paroi.....  | 91  |
| 8.1.2.2. Calcul des armatures circulaire (cerces).....                   | 91  |
| 8.1.3. Calcul du moment a l'encastrement paroi radié.....                | 93  |
| 8.1.3.1. Calcul de l'abscisse $X_0$ où le moment de flexion est nul..... | 95  |
| 8.1.3.2. Calcul de l'abscisse $X_1$ du moment de flexion maximal .....   | 96  |
| 8.1.3.3. Calcul du moment négatif maximal $M'$ .....                     | 96  |
| 8.1.4. Calcul des armatures verticales.....                              | 97  |
| 8.2. Etude de la jupe centrale et la goulotte.....                       | 102 |
| 8.2.1. La jupe centrale.....   | 102 |
| 8.2.1.1. Calcul de la dalle circulaire.....                              | 102 |
| 8.2.1.1.1. Calcul des charges.....                                       | 103 |
| 8.2.1.1.2. Calcul des sollicitations.....                                | 103 |
| 8.2.1.1.3. Ferrailage de la dalle circulaire.....                        | 105 |
| 8.2.1.1.4. Calcul des armatures radiales.....                            | 106 |
| 8.2.1.1.5 Calcul des armatures tangentielles (cerces).....               | 108 |
| 8.2.1.2. Calcul des Poteaux circulaires.....                             | 109 |
| 8.2.1.2.1. Calcul des charges.....                                       | 110 |
| 8.2.1.2.2. Calcul de la longueur de flambement $l_f$ .....               | 110 |
| 8.2.1.2.3. Détermination des armatures.....                              | 111 |
| 8.2.2. Etude de la goulotte.....   | 114 |
| 8.2.2.1. Dimension de la goulotte .....                                  | 114 |

|   |     |
|---|-----|
| 8.2.2.2. Ferrailage de la goulotte.....                   | 115 |
| 8.3. Etude du radier.....                                 | 115 |
| 8.3.1. Choix du type de fondation .....                   | 118 |
| 8.3.2. Calcul de l'épaisseur du radier circulaire hr..... | 118 |
| 8.3.3. Vérification de la condition de rigidité .....     | 120 |
| 8.3.4. Vérification des contraintes sur le sol .....      | 120 |
| 8.3.5. Calcul des contraintes .....                       | 123 |
| 8.3.6. Ferrailage du radier .....                         | 124 |
| 8.3.6.1. Calcul du moment radial et tangentiel .....      | 124 |
| 8.3.6.2. Calcul de l'effort tranchant .....               | 128 |
| 8.3.6.3. Vérification de l'effort tranchant .....         | 128 |

## **Chapitre IX : Etude hydrodynamique du clarificateur.**

|  |     |
|--|-----|
| 9.1. Méthode de calcul approché selon «HOUZNER».....   | 131 |
| 9.2. Calcul du taux de remplissage (h/R).....  | 135 |
| 9.3. Etapes et application de la méthode .....   | 135 |
| 9.3.1. Calcul de la résultante des pressions impulsives .....  | 135 |
| 9.3.2. Calcul de la résultante des pressions d'oscillation:.....   | 140 |
| 9.3.3. Calcul des moments de flexion .....   | 141 |
| 9.3.4. Calcul des moments de renversement.....   | 142 |
| 9.4. Etat limite de service de niveau de fonctionnement minimal.....                                     | 145 |
| 9.5. Vérification vis-à-vis des efforts dus à la pression hydrodynamique (Etat limite de stabilité)..... | 145 |

|  |     |
|--|-----|
| 9.5.1 La stabilité au renversement .....             | 145 |
| 9.5.2. Stabilité au glissement.....                  | 146 |
| 9.5.3 Vérification de la section d'encastrement..... | 147 |
| 9.5.4 Ferrailage de la paroi au séisme.....          | 148 |

**Chapitre X : Gestion et exploitation de la STEP**

|  |            |
|--|------------|
| 10.1. Contrôle de fonctionnement .....                           | 151        |
| 10.2. Mesure des paramètres de fonctionnement de la station..... | 153        |
| 10.3. Entretien des ouvrages .....                               | 154        |
| 10.4. Hygiène et sécurité dans le travail.....                   | 156        |
| 10.5. Disposition générale.....                                  | 157        |
| <b>Conclusion générale.....</b>                                  | <b>159</b> |



## Liste des figures

|   |     |
|---|-----|
| Figure 1.1. Situation de la zone d'étude (carte topographique à échelle 1/50 000) ..... | 3   |
| Figure 1.2. Situation géographique de la ville de Ouadhias.....                         | 4   |
| Figure 3.1. Schéma du procédé de traitement retenu.....                                 | 36  |
| Figure 4.1. Vue en plan du dégrilleur.....  | 37  |
| Figure 4.2. Coupe longitudinale du dégrilleur.....                                      | 38  |
| Figure 4.3. Vue en plan du déssableur.....  | 45  |
| Figure 4.4. Coupe longitudinale du déssableur.....                                      | 45  |
| Figure 5.1. Diagramme contrainte déformation du béton.....                              | 70  |
| Figure 5.2. Diagramme de contrainte à l'ELS.....  | 71  |
| Figure 5.3. Diagramme (contraintes- déformation) del'acier.....                         | 72  |
| Figure.6.2. Les parois du réservoir.....  | 80  |
| Figure.6.3. La goulotte.....  | 81  |
| Figure 8.1. Poussée hydrostatique sur les parois. ....                                  | 87  |
| Figure 8.2. L'effet dû à la poussée des terres. ....                                    | 90  |
| Figure 8.3 : Diagramme de (HANGAN- SAORE). ....   | 94  |
| Figure 8.4 : Section de la paroi de longueur d'un mètre.....                            | 98  |
| Figure 8.5 : Ferrailage de la paroi.....  | 101 |
| Figure 8.6. Schéma statique de la dalle circulaire.....                                 | 102 |
| Figure 8.7. Diagramme des moments de la dalle.....                                      | 105 |
| Figure 8.8. Ferrailage de la dalle .....  | 109 |
| Figure 8.9. Schéma de ferrailage.....   | 113 |

|  |     |
|--|-----|
| Figure 8.10. Schéma de la goulotte. ....   | 114 |
| Figure 8.11. Ferrailage de la goulotte.....  | 117 |
| Figure 8.12. Répartition des charges.....  | 123 |
| Figure 8.13. Diagramme de moment radiale.....  | 125 |
| Figure8.14. Diagramme de moment tangentiel.....  | 127 |
| Figure 8.15. Diagramme d'effort tranchant.....   | 128 |
| Figure 8.16. Ferrailage du radier .....  | 130 |
| Figure 9.1. Système physique équivalent des pressions d'impulsion.....   | 132 |
| Figure.9.2. Système mécanique équivalent des pressions d'impulsion.....  | 133 |
| Figure 9.3. Système physique équivalent des pressions d'oscillation .....  | 133 |
| Figure 9.4. Système mécanique équivalent des pressions d'oscillation.....  | 134 |
| Figure 9.5. Modèle à une masse passive $M_i$ (impulsion) et une masse active $M_o$<br>(oscillation).....           | 134 |
| Figure 9.6. Système physique équivalent des pressions d'oscillation, action sur les parois et sur<br>la base.....  | 144 |
| Figure 9.7. Système mécanique équivalent des pressions d'oscillation, action sur les parois et sur<br>la base..... | 144 |



# Liste des tableaux

|  |    |
|--|----|
| Tableau 1.1 : Les précipitations moyennes annuelles. ....  | 6  |
| Tableau 1.2 : Les températures moyennes annuelles en °C. ....  | 7  |
| Tableau 2. 1: Estimation de la population raccordée au nouveau réseau d'assainissement à différents horizons. ....     | 10 |
| Tableau 2.2 : Besoins théoriques en eau potable pour la population .....   | 11 |
| Tableau 2.3: Normes des rejets (OMS) .....   | 15 |
| Tableau 2.4 : Tableau récapitulatif des charges hydrauliques et des charges polluantes de la Station de Ouadhias ..... | 18 |
| .Tableau 3.1 : Rendement épuratoire (Source : Memento technique de l'eau Degrémont) .....                              | 35 |
| Tableau 4.1 : Valeur du coefficient de forme des barreaux du dégrilleur.....   | 40 |
| Tableau 4.2 : Tableau récapitulatif des résultats du dimensionnement de la grille.....                                 | 43 |
| Tableau 4.3 : Récapitulatif des résultats du dimensionnement du déssableur.....  | 48 |
| Tableau 4.4 : Récapitulatif des résultats du dimensionnement du bassin d'aération.....                                 | 52 |
| Tableau 4.5 : Tableau récapitulatif des dimensions du clarificateur.....   | 55 |
| Tableau 4.6 : Tableau récapitulatif des dimensions du bassin de désinfection.....                                      | 58 |
| Tableau 4.7 : Tableau récapitulatif des dimensions du l'épaisseur.....   | 61 |
| Tableau 4.8 : Tableau récapitulatif du dimensionnement des lits de séchage.....  | 63 |
| Tableau 5-1: Caractéristiques des Aciers.....  | 72 |
| Tableau 8. 1 : pression agissant sur chaque bande.....   | 88 |

|  |     |
|--|-----|
| Tableau 8.2 : Les armatures à l'état limite ultime (ELU) .....                                 | 89  |
| Tableau 8.3 : Les armatures à l'état limite de service (ELS) .....                             | 89  |
| Tableau 8.4 : Armatures circulaires (cerces) de chaque bande due à la poussée hydrostatique... | 90  |
| Tableau 8.5 : poussée des terres agissant sur chaque bande.....                                | 91  |
| Tableau 8.6 : Armature à l'ELU sous la poussée des terres .....                                | 92  |
| Tableau 8.7 : Les armatures circulaire à L'ELS sous la poussée des terres. ....                | 93  |
| Tableau 8.8 : Armatures circulaires (cerces) de chaque bande due à la poussée des terres. .... | 93  |
| Tableau 8.9 : Les armatures verticales adopté sur chaque bord.....                             | 100 |
| Tableau 8.10 : Sollicitations dans la dalle circulaire.....                                    | 104 |
| Tableau 8.11 : calcul des armateurs radiales à L'ELU .....                                     | 106 |
| Tableau 8.12 : calcul des armateurs radiales à L'ELS.....                                      | 107 |
| Tableau 8.13 : Calcul des armatures tangentielles à L'ELU.....                                 | 108 |
| Tableau 8.14: Calcul des armatures tangentielles à L'ELS.....                                  | 109 |
| Tableau 8.15 : Ferrailage de la goulotte.....  | 116 |
| Tableau 8.16 : calcul des armatures radiales à L'ELS.....                                      | 126 |
| Tableau 8.17 : Calcul des armatures tangentiels à L'ELS.....                                   | 127 |
| Tableau 9.1 : coefficient d'accélération. ....   | 136 |
| Tableau 9.2 : Coefficient d'amortissement critique.....  | 137 |
| Tableau 9.3 : Pénalités à observées.....   | 138 |
| Tableau 9.4 : .Périodes caractéristique $T_1, T_2$ .....                                       | 138 |



# Symboles et abréviations

## Partie hydraulique :

$P_n$  : Population à l'horizon de calcul.

$P_0$  : Population de l'année de référence.

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

$T$  : Taux de croissance de la population.

$Q_{moyj}$  : Débit moyen journalier ( $m^3/j$ ).

$P$  : Nombre d'habitants.

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

ADE : Algérienne Des Eaux.

$Q_{mj.EU}$  : Débit moyen journalier des eaux usées domestiques.

$K_r$  : Coefficient de rejet.

DHW : Direction de l'Hydraulique de la Wilaya.

$C$  : Consommation moyenne journalière.

$Q_{EUT}$  : Débits des eaux usées totales.

$Q_{EUdom}$  : Débits des eaux usées domestiques.

$Q_{EUéqui}$  : Débits des eaux usées d'équipement.

Eqhab : Equivalent Habitant.

$Q_{moyh}$  : Débit moyen horaire.

$Q_{pts}$  : Débit de pointe par temps sec.

$Q_{ptp}$  : Débit de pointe par temps de pluie.

$\alpha$ : Coefficient de dilution.

$Q_{max}$  : Débit maximal entrant à la STEP.

DBO : Demande biochimique en oxygène.

Dco : Demande chimique en oxygène.

R : Rendement.

MES : Matière en suspension.

MVS : Matière volatilités en suspension.

$C_i$  : Concentration à l'entrée de la station.

$C_f$  : Concentration à la sortie de la station.

e Espacement entre les barreaux.

b : Epaisseur des barreaux.

V : Vitesse de passage.

$\delta$  : Coefficient de colmatage.

$\beta$  : représente la fraction de surface occupée par les barreaux.

$\beta = \text{Epaisseur des barreaux} / \text{Largeur total de la grille.}$

$\Delta H$  : Pertes de charge.

$V_R$  Le refus annuel.

Vasc : Vitesse ascensionnelle.

L : Longueur (mouillé).

l : Largeur (mouillé).

H : Hauteur (mouillé).

$Q_{air}$  : Débit d'air.

$V_{air}$  : Volume d'air.

$S_b$  : Surface du bassin.

$V_B$  : Volume du bassin.

$t_s$  : Temps de séjour (h).

$V_{u\ tot}$  : Volume unitaire total.

$\Delta X$  : Production des boues ( kg/jour).

$D_d$  : Dose de chlore (Kg/j).

$t_c$  : Temps de contact (mn).

$C_s$  : Charge massique des boues (kg.MS/ m<sup>2</sup>.j).

$Q_b$  : La quantité des boues a extraire en m<sup>3</sup>/an.

$N_L$  : Nombre de lit de séchage (lits).

$H_{GG}$  : Epaisseur de la couche gravier gros (m).

$H_{GF}$  : Epaisseur de la couche gravier fin (m).

$H_S$  : Epaisseur de la couche de sable (m).

$H_B$  : Epaisseur des boues épandues (m).

### **Partie Génie civil:**

BAEL : Béton armé à l'état limite.

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite de service.

A : Coefficient d'accélération de zone.

R : Facteur de comportement

$\eta$  : Facteur de correction ; Coefficient de fissuration.

$a_m$  : Accélération.

$\omega_0$  : Pulsation propre d'oscillation

Dmax : Hauteur max des vagues.

g : Gravité

$h_i$  : Hauteur da la bande (i).

$q_i$  : Pression unitaire sur chaque bande.

$\bar{w}$  : Masse volumique de liquide.

$Q_i$  : Pression moyenne sur chaque zone (i).

$T_i$  : Effort de traction.

$T_u$  : Armature a l'état limite ultime.

$T_s$  : Armature a l'état limite de service.

FPN : Fissuration peu nuisible.

FTP : Fissuration est très préjudiciable

FP : Fissuration est préjudiciable.

CNF : Condition de non fragilité.

$f_e$  : Limite élastique de l'acier.

$f_{bu}$  : Contrainte admissible de flambement.

$f_{cj}$  : Résistance à la compression.

$f_{tj}$  : Résistance à la traction.

$l_f$  : Longueur du flambement.

$\gamma_{sol}$  : Poids volumique du sol.

K : Coefficient de poussée.

$\varphi$  : Angle de frottement.

$F_i$  : Effort de compression.

$D_{ext}$  : Diamètre extérieur.

$D_{int}$  : Diamètre intérieure.

$H_e$  : Hauteur d'eau.

C : Centre de pression.

$e_0$  : Excentricité.

$e$  : Epaisseur.

$e_r$  : Epaisseur de radie.

$e_r$  : Epaisseur de paroi.

$\mu$  : Coefficient de poisson.

$M_0$  : Moment à l'encastrement, masse

$X_0$  : Abscisse du moment de flexion nul.

$M'$  : Moment de flexion négatif maximal.

$X_1$  : Abscisse du moment de flexion négatif maximal.

$M_u$  : Moment ultime.

$M_s$  : Moment de service.

$M_r$  : Moment radial.

$M_t$  : Moment tangentiel.

$M_r$  : Moment réduire.

$M_e$  : Masse d'eau dans le réservoir

$M_{\text{renversant}}$  : Moment renversant.

$M_{\text{stabilisant}}$  : Moment stabilisant .

$M_f$  : Moment de flexion.

$P$  : Poids

$G$  : Charge permanente.

$Q$  : Charge d'exploitation, facteur de qualité.

$T$  : Effort tranchant, période.

$N_u$  : Effort de compression

$E$  : Module d'élasticité du béton

$b_0$  : Largeur.

$d$  : Distance des aciers tendus à la fibre extrême la plus comprimée.

$d'$  : Distance des aciers comprimée à la fibre extrême la plus comprimée.

$Z$  : Bras de levier entre les aciers et le béton.

$U_c$  : Périmètre.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité à prendre sur l'acier.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité à prendre sur le béton.

St : Espacement.

$\bar{\sigma}_s$  : Contrainte dans l'acier.

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte de compression de béton.

$\tau$  : Contrainte de cisaillement.

$\lambda$  : Elancement.

i : Rayon de giration

I: Moment d'inertie.

$N_{res.}$  : Effort normal résistant.

$\Delta$  : Coefficient de minoration.

$B_r$  : Aire du béton.

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement.

# Introduction générale

---

## Introduction générale

L'eau ne connaît pas de frontières, il n'y a pas de vie sans eau, c'est un bien précieux indispensable à l'être humain, mais qui demeure néanmoins un problème pour ce dernier.

La pollution résulte de l'introduction dans un milieu des substances conduisant à son altération. Altérer la qualité de l'eau, c'est nuire à la vie de l'homme et des autres êtres vivants qui en dépendent.

Les milieux récepteurs des eaux usées urbaines ou industrielles sont le sol (nappe), les cours d'eau, les lacs et la mer.

De plus, la notion d'altération dépend de l'usage que l'on attribue au milieu. Un rejet d'égout peut, suivant les points de vue, être considéré comme une catastrophe écologique (destruction de l'écosystème existant) ou comme une mise en valeur d'un milieu naturellement pauvre.

L'urbanisation qui a conduit à la concentration de l'habitat humain et de l'industrie a entraîné l'agression physique et chimique de l'environnement et une difficulté croissante dans la gestion de nos déchets. L'eau est alors devenue un vrai récepteur de nos déchets. Parfois, les eaux usées sont peu contaminées par les déchets industriels, il existe des cas où ils sont déversés directement dans les milieux récepteurs. A cet effet, les eaux usées sont traitées dans les stations d'épuration (**STEP**) avant d'être rejetées dans le milieu récepteur.

L'épuration des eaux usées en ALGÉRIE présente des contraintes de fait du mauvais rendement épuratoire, qui est devenue une vraie problématique pour les spécialistes du domaine et les pouvoirs publics.

Cependant, la prise de conscience des dangers que représentent les polluants pour la santé publique a conduit les gouvernements à une réflexion sur le problème de rejets urbains. La directive de l'Organisation Mondiale de la Santé (**OMS**) a imposé des niveaux d'épuration des systèmes aquatiques, mais cela impose de bien savoir implanter et gérer les STEP, car l'exploitation et la gestion de ces dernières nécessitent un professionnalisme développé.

C'est dans ce second volet que s'inscrivent notre mémoire de fin d'étude, afin de mettre en place un dispositif de traitement pour l'épuration des eaux usées de la ville de Ouadhias, pour protéger l'Oued Sébaou qui représente 80% des ressources de la wilaya de Tizi-ouzou où plusieurs rejets à ciel ouvert se déversent carrément sur ce dernier, sans traitement préalable et qui perturbent l'équilibre biologique du milieu récepteur et qui

## Introduction générale

---

favorisent la prolifération des risques des maladies à transmission hydrique « M.T.H. ».

## Introduction

Avant d'entamer l'étude pour la réalisation d'une station d'épuration des eaux usées, il est nécessaire de faire une présentation globale la zone d'étude qui est la ville de Ouadhias (zone d'implantation).

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

La zone d'étude à savoir Ouadhias est issue du dernier découpage administratif de 1991. Elle est située à 150 km de la capitale et à 35 Km au sud ouest du chef lieu de la wilaya de Tizi-Ouzou.

La commune de Ouadhias s'étend sur une superficie de 3284 ha, avec une population estimée en 2008 par RGPH à 17373 habitants. Cette région Située à la limite de deux wilayas (Bouira, Tizi-Ouzou) entre quatre zones dynamiques (Ouacif à l'est, le massif du Djurdjura au sud, Draa El Mizan à l'ouest et Beni Douala au Nord).

La daïra de ouadhia est scindée en quatre communes à savoir :

- la commune de Ouadhias,
- la commune de Tizi N'tleta,
- la commune de Ait Bouaddou,
- la commune Agouni Gueghrane.

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



Figure 1.1 : Situation de la zone d'étude (carte topographique à échelle 1/50 000).

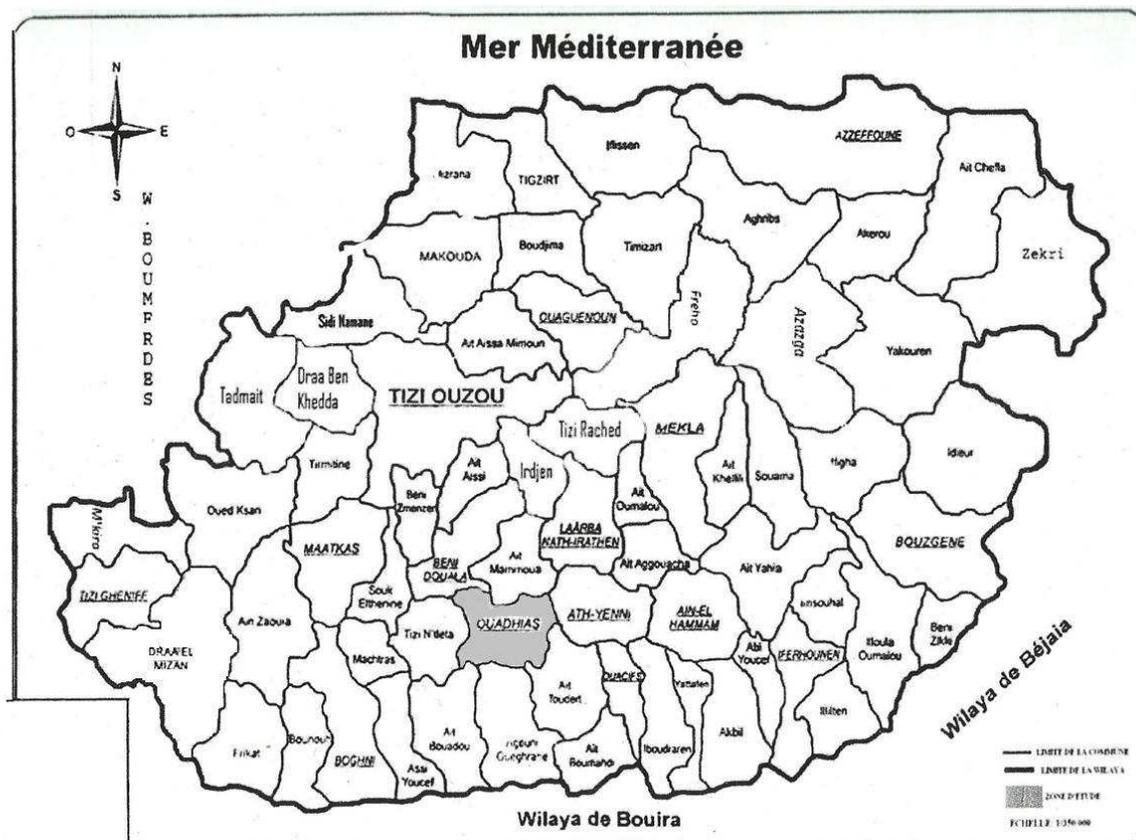


Figure 1.2 : Situation géographique de la ville de Ouadhias

## 1.2. Situation topographique

### 1.2.1 Diagnostique et analyse du territoire

#### a- frange nord :

Constituée de collines faisant partie du massif central de Kabylie. Altitude moyenne de 300 m à 600 m, où s'éparpillent de crête en crête de gros villages qui représentent en partie les origines de la population de la zone de Ouadhia, tel que Ighil imoula, Ait Abdelmoumene, Tguemount El Djeddid et les village de l'Ouadhiène.

Au pied de cette première frange s'étire la RN30 à tracé particulièrement sinueux à l'ouest de Ouadhias ville et le village de Tizi n'tlatha.

**b- Frange centrale :**

Il s'agit en effet d'une plaine qui correspond à la section orientale de la dépression ou plaine de Draa-El-Mizan. sur une profondeur de 5 Km environs. Cette frange constitue l'un des principaux potentiels agricoles de l'ensemble du territoire.

**c- Frange haute du sud :**

C'est la plus difficile du point du vue morphologique car elle correspond à la haute montagne constituée par le versant nord du Djurdjura. Les pentes y sont fortes, parfois très fortes puisqu'elles dépassent 40% au nord des villages de Ait Djemaa et Agouni Ighrane

**1.2.2. Hydrographie**

Le territoire communal de Ouadhias est traversé à sa périphérie sud par le Oued Sebaou qui est un cours d'eau permanent. D'autres cours d'eau temporaire traversent cette même zone.

**1.3. Aspect hydrogéologique****1.3.1 Hydro-climatologie****a- Le climat :**

La région d'étude jouit d'un climat méditerranéen de type sub-humide, caractérisé par ses étés chauds et secs et ses hivers pluvieux et humides ainsi que une fréquente chute de neige à partir de 800 m d'altitude.

**b- L'évaporation :**

Elle est importante avec des pertes moyennes annuelles de 200 mm.

**c- La pluviométrie :**

La précipitation est un facteur climatique essentiel ; qui dépend de l'altitude et de l'exposition des versants aux vents humides. (Voir Tableau. I.1).

La pluviométrie varie entre 600 et 900 mm mais celle-ci augmente avec l'altitude.

**Tableau 1.1 : Les précipitations moyennes annuelles.**

| Année | Sept   | Oct    | Nov    | Dec    | Jan    | Fev    | Mars   | Avril  | Mai    | Juin   | Jjuil | Aout   | An     |
|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|--------|--------|
| 1993  | 76,90  | 38,90  | 72,80  | 91,10  | 77,20  | 94,30  | 5,50   | 74,50  | 2,40   | 0,20   | 0,00  | 1,20   | 535,00 |
| 1994  | 156,90 | 88,10  | 33,90  | 86,50  | 307,50 | 30,80  | 109,10 | 17,10  | 2,10   | 27,80  | 0,00  | 9,60   | 869,40 |
| 1995  | 10,50  | 45,50  | 27,90  | 47,30  | 142,40 | 208,30 | 65,60  | 201,80 | 54,90  | 20,20  | 13,20 | 15,50  | 853,10 |
| 1996  | 25,00  | 21,60  | 57,80  | 57,20  | 39,60  | 18,90  | 28,70  | 95,00  | 21,10  | 6,80   | 4,40  | 31,10  | 407,20 |
| 1997  | 116,10 | 88,10  | 148,40 | 104,50 | 36,60  | 105,50 | 44,90  | 106,00 | 217,30 | 1,90   | 0,00  | 0,80   | 970,10 |
| 1998  | 49,80  | 91,40  | 124,10 | 70,10  | 107,90 | 73,10  | 90,60  | 21,30  | 57,80  | 4,40   | 1,10  | 2,40   | 694,00 |
| 1999  | 55,60  | 18,00  | 66,60  | 201,00 | 16,50  | 3,60   | 10,30  | 39,80  | 84,10  | 0,60   | 0,00  | 0,00   | 496,10 |
| 2000  | 2,10   | 81,70  | 59,50  | 68,10  | 267,40 | 71,30  | 1,50   | 71,20  | 37,60  | 1,40   | 0,00  | 8,60   | 670,40 |
| 2001  | 42,20  | 5,10   | 36,40  | 38,20  | 72,90  | 27,30  | 35,00  | 46,10  | 25,60  | 3,10   | 12,70 | 27,30  | 371,90 |
| 2002  | 22,80  | 31,70  | 214,80 | 253,10 | 271,70 | 92,10  | 33,90  | 191,60 | 43,00  | 2,50   | 3,10  | 12,30  | 97,70  |
| 2003  | 49,60  | 70,50  | 60,60  | 152,50 | 100,90 | 92,10  | 33,90  | 191,60 | 142,00 | 4,50   | 1,80  | 15,10  | 915,10 |
| 2004  | 26,60  | 50,20  | 104,70 | 209,20 | 206,90 | 116,90 | 28,80  | 91,70  | 1,30   | 13,10  | 4,80  | 2,50   | 856,70 |
| 2005  | 16,60  | 59,40  | 74,90  | 102,60 | 116,40 | 141,20 | 49,90  | 18,90  | 1,30   | 6,70   | 0,40  | 1,40   | 589,70 |
| 2006  | 36,50  | 18,60  | 7,30   | 170,50 | 142,50 | 169,40 | 35,00  | 20,20  | 78,10  | 5,60   | 2,40  | 2,70   | 688,80 |
| 2007  | 56,90  | 210,40 | 257,80 | 89,20  | 8,40   | 63,40  | -      | 201,50 | 23,80  | 14,90  | 11,30 | 1,80   | 939,40 |
| 2008  | 34,60  | 66,10  | 190,30 | 115,40 | 8,70   | 11,80  | 88,10  | 32,30  | 96,80  | 14,00  | 7,20  | -      | 665,30 |
| 2009  | 169,80 | 40,40  | 116,50 | 140,30 | 221,00 | 42,40  | 92,0   | 132,60 | 69,10  | -      | 2,60  | 7,30   | 942,00 |
| 2010  | 25,40  | 113,40 | 143,50 | 46,10  | 82,40  | 61,10  | 97,40  | 93,60  | 59,30  | 27,60  | 1,80  | 25,90  | 777,50 |
| 2011  | 7,50   | 34,10  | 156,40 | 86,90  | 90,90  | 146,90 | 99,90  | 106,50 | 153,10 | 41,00  | 1,70  | 0,20   | 925,10 |
| 2012  | 10,90  | 96,30  | 68,70  | 0,00   | 69,50  | 269,50 | 97,80  | 146,80 | 40,20  | 1,10   | -     | 6,40   | 807,20 |
| Total | 992,30 | 1269,5 | 2022,9 | 2129,8 | 2387,3 | 1839,9 | 955,90 | 1900,1 | 1210,9 | 197,40 | 68,50 | 172,10 | 14071  |
| Moy   | 49,62  | 63,48  | 101,15 | 106,49 | 119,37 | 92,00  | 47,80  | 95,01  | 60,55  | 9,87   | 3,43  | 8,61   | 703,59 |

Source : O.N.M de T.O

**d- La température :**

La température est un facteur climatique d'une grande importance variant avec la topographie (altitude).

Les températures enregistrées sont caractérisées par une variation telle que, la saison sèche qui débute au mois de Mai et se termine au Mois de Septembre, durant laquelle les températures augmentent. Nous remarquons un abaissement de ces dernières durant les mois de Décembre, Janvier et Février.

**Tableau 1.2 : Les températures moyennes annuelles en °C.**

| Année | Jan. | Fév. | Mar. | Avr. | Mai  | Juin | Juil. | Aou  | Sep. | Oct. | Nov. | Dec. | Moy  |
|-------|------|------|------|------|------|------|-------|------|------|------|------|------|------|
| 1993  | 8,7  | 9,5  | 12,3 | 14,4 | 19,2 | 23,7 | 26,5  | 27,5 | 22,0 | 18,9 | 13,5 | 10,8 | 17,3 |
| 1994  | 10,0 | 11,1 | 14,6 | 13,8 | 21,4 | 24,4 | 29,7  | 30,9 | 24,1 | 19,7 | 15,2 | 10,8 | 18,8 |
| 1995  | 9,6  | 12,6 | 12,6 | 14,4 | 20,8 | 23,6 | 27,8  | 27,2 | 22,5 | 20,3 | 15,7 | 13,5 | 18,4 |
| 1996  | 12,9 | 9,9  | 13,1 | 15,4 | 18,3 | 22,6 | 26,3  | 26,8 | 21,6 | 16,9 | 14,8 | 12,3 | 17,6 |
| 1997  | 11,9 | 12,3 | 12,9 | 15,9 | 20,5 | 25,0 | 26,4  | 27,6 | 24,9 | 20,1 | 15,1 | 11,6 | 18,7 |
| 1998  | 10,6 | 11,9 | 13,2 | 15,7 | 18,0 | 23,9 | 27,6  | 27,1 | 24,6 | 17,4 | 13,7 | 9,8  | 17,8 |
| 1999  | 10,0 | 8,9  | 13,3 | 15,8 | 21,4 | 25,2 | 27,8  | 29,4 | 25,4 | 22,4 | 13,4 | 10,5 | 18,6 |
| 2000  | 8,2  | 11,7 | 14,3 | 16,6 | 21,6 | 25,1 | 28,9  | 29,4 | 24,9 | 18,5 | 14,6 | 12,1 | 18,8 |
| 2001  | 10,8 | 10,3 | 16,8 | 15,9 | 19,1 | 26,6 | 28,3  | 29,1 | 24,7 | 23,0 | 14,0 | 9,2  | 19,0 |
| 2002  | 9,7  | 11,4 | 13,7 | 15,4 | 20,1 | 25,6 | 26,8  | 26,3 | 29,9 | 20,2 | 15,2 | 19,9 | 18,9 |
| 2003  | 10,1 | 9,3  | 13,8 | 15,7 | 18,7 | 27,1 | 28,8  | 29,4 | 23,9 | 20,4 | 15,7 | 10,6 | 18,6 |
| 2004  | 10,6 | 12,2 | 13,6 | 14,7 | 16,5 | 23,8 | 26,6  | 27   | 22,5 | 25,2 | 13,3 | 11,5 | 18,1 |
| 2005  | 7,4  | 7,7  | 12,8 | 15,5 | 20,6 | 25,2 | 28,3  | 26,9 | 23,2 | 20,5 | 13,0 | 10,6 | 17,6 |
| 2006  | 9,2  | 10   | 14,2 | 18,3 | 21,9 | 24,8 | 28,8  | 26,7 | 23,9 | 22,3 | 17,3 | 12,1 | 19,1 |
| 2007  | 11,4 | 13   | 12,3 | 15,7 | 19,5 | 23,3 | 27,5  | 28,1 | 23,7 | 19,4 | 13,6 | 10,6 | 18,2 |
| 2008  | 11   | 12,6 | 13   | 16,3 | 18,8 | 23,5 | 27,9  | 27,8 | 24,4 | 19,8 | 13,5 | 13,1 | 18,5 |
| 2009  | 10,8 | 10,4 | 12,7 | 14   | 21   | 25,2 | 29,6  | 28   | 22,7 | 19,2 | 15,3 | 15,8 | 31   |
| 2010  | 11,4 | 12,8 | 13,7 | 16,4 | 17,6 | 22,6 | 27,7  | 27,2 | 23,6 | 19,2 | 14,3 | 11,2 | 17,2 |
| 2011  | 10,6 | 10,3 | 13,4 | 17,5 | 19,7 | 23,1 | 27,5  | 28,5 | 24,7 | 19,7 | 15,7 | 13   | 18,6 |
| 2012  | 9,9  | 6,5  | 13,3 | 15,3 | 19,9 | 26,4 | 27,8  | 30,3 | 24,4 | 20,8 | 16,2 | 12   | 18,6 |
| Moy   | 10,2 | 10,7 | 13,5 | 15,6 | 19,7 | 24,5 | 27,8  | 28,1 | 24,1 | 20,2 | 14,7 | 12,1 | 19,0 |

Source : O.N.M de T.O

## **1.4. Hydrographie**

Le réseau hydrographique renferme deux (02) grands bassins versants à savoir le bassin de l'Oued-Sebaou et le bassin côtier.

Les sources sont irrégulièrement distribuées dans le massif ancien à différent niveau.

## **1.5. Agriculture**

Le territoire communal présente une végétation variée. Au chef lieu de Ouadhias, l'arboriculture dont l'olivier en tête occupe une place importante.

La commune à

- Une superficie totale de l'ordre de 3284 ha.
- Une superficie agricole utile ; elle représente 39,57% de la surface communale soit 1299,5 ha dans ce cas les droits à construire sont très limités sauf pour les constructions à usages agricole.
- Parcours et passages : ils couvrent 12,93% de la commune. Des droits de construire ne sont pas possibles que pour les cas particuliers.
- Forêts et maquis : les terrains occupés par les forets et maquis sont pratiquement minimales, ils représentent juste 16,90% de la surface communale. Dans ce cas les droits à construire sont nuls.

## Introduction

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

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 future station d'épuration des Ouadhias

### 2.1. Population raccordée au nouveau réseau d'assainissement

Selon les informations recueillies au niveau de la subdivision d'hydraulique de la Daïra de Ouadhia, la population réellement raccordée au nouveau réseau d'assainissement sont :

- Chef lieu de la ville des Ouadhias,
- Ait Hellal,
- Ait Berdjel,
- Adrare Amellal,
- Taourirt Abdelah,
- Ait Abdelkrim,
- Ait Chellala,
- Ighil Iigoulmimene,
- Tikiouchet,
- Taguemount el Djeddid.

Le calcul de la croissance géométrique de la population s'effectue par la formule dite « Intérêts composées » qui suit:

$$P_n = P_0 \cdot (1 + T)^n$$

avec :

$P_n$  : population à l'horizon de calcul,

$P_0$  : population de l'année de référence,

$n$  : l'écart d'années entre les deux horizons,

$T$  : Taux de croissance de la population (prix égale à 1,67% donnée par DPAT).

**Note** : la population réellement raccordée au réseau d'assainissement de la commune de Ouadhias est estimée à 17826 hab (2008) d'après le subdivisionnaire de la daïra de Ouadhia.

Les résultats des estimations de la population à différents horizons d'études sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau 2. 1: Estimation de la population raccordée au nouveau réseau d'assainissement à différents horizons.**

| Horizons | Population (hab) |
|----------|------------------|
| 2008     | 17826            |
| 2010     | 18426            |
| 2015     | 20017            |
| 2020     | 21746            |
| 2025     | 23622            |
| 2030     | 25662            |
| 2038     | 29298            |

## 2.2. Estimation des besoins en eau potable de la commune

L'évolution des besoins en eau potable de la population future de quelques villages de la commune de Ouadhias est estimée suivant une dotation moyenne journalière par habitant de :

80 l/j/hab                      à court terme  
150l/j / habitant              à moyen et à long terme 2038

Le débit moyen journalier est calculé par la formule suivante :

$$Q_{moyj} = \frac{P \times D}{1000} (m^3/j)$$

Avec :

$Q_{moyj}$  : Débit moyen journalier ( $m^3/j$ ),

$P$  : Nombre d'habitants,

$D$  : dotation théorique (l/j/ha) égale à 150 l/j/hab.

Les pertes d'eau dans le réseau de distribution en eau potable, sont négligeables (A.D.E de Ouadhias).

Estimation des besoins en eau potable de la population à différents horizons.

**Tableau 2.2 : Besoins théoriques en eau potable pour la population**

| Horizons | Population (hab.) | Dotation (l/hab/j) | Consommation total (m <sup>3</sup> /j) |
|----------|-------------------|--------------------|--|
| 2008     | 17826             | 80                 | 1474,10                                |
| 2010     | 18426             | 150                | 2763,96                                |
| 2015     | 20017             | 150                | 3002,58                                |
| 2020     | 21746             | 150                | 3261,81                                |
| 2025     | 23622             | 150                | 3543,42                                |
| 2030     | 25662             | 150                | 3849,34                                |
| 2038     | 29298             | 150                | 4394,71                                |

## 2.3. Estimation des débits rejetés en eaux usées pour l'horizon 2038

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

La production des eaux usées est conditionnée par le degré de consommation d'eau, elle est proportionnelle à la densité du tissu urbain.

Le débit moyen journalier des eaux usées est donné par la formule suivante :

$$Q_{mj.EU} = C \cdot K_r$$

Avec :

$Q_{mj.EU}$  : débit moyen journalier des eaux usées domestiques,

$K_r$  : coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée [DHW],

$C$  : consommation moyenne journalière ( $C=P.D$ ), ( $m^3/j$ ).

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} P: \text{nombre d'habitant,} \\ D: \text{dotation journalière (l/j/h).} \end{array} \right.$

**Pour l'horizon 2038 :**

$$Q_{mj.EU} = 4394,71 \times 0,80 = 3515,77 m^3 / j$$

$$Q_{mj.EU} = 3515,77 m^3 / j$$

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

Pour un dimensionnement fiable, il faut estimer les débits d'équipement, pour le manque de données d'équipement, nous avons utilisé un taux de majoration de 10% des débits des eaux usées domestique selon la D.H.W.T.O.

$$Q_{EU\acute{e}qui} = 0,1 \times Q_{EUdom}$$

$$Q_{EU\acute{e}qui} = 3515,77 \times 0,1 = 351,57 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{EU\acute{e}qui} = 351,57 \text{ m}^3/\text{j}$$

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

$$Q_{EUT} = Q_{EUdom} + Q_{EU\acute{e}qui}$$

$$Q_{EUT} = 3515,77 + 351,57 = 3867,34 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{EUT} = 3867,34 \text{ m}^3/\text{j}$$

avec :

$Q_{EUT}$  : Débits des eaux usées totales,

$Q_{EUdom}$  : Débits des eaux usées domestiques,

$Q_{EU\acute{e}qui}$  : Débits des eaux usées d'équipement.

### 2.3.4. 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 «Equivalent 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 à l'horizon 2038, on détermine alors l'équivalent en habitant comme suit :

$$[Eq/hab]_{2038} = \frac{Q_{EUT} \cdot 1000}{Kr \cdot D}$$

avec :

$Q_{EUT}$  : débits d'eau usée totale,

$Kr$  : coefficient de rejet,

$D$  : dotation théorique (l/j/ha),  $D = 150\text{l/j/ha}$ .

$$[Eq/hab]_{2038} = \frac{3867,57 \times 1000}{0,80 \times 150} = 32227eq/hab \approx 32250eq/hab$$

$$[Eq/hab]_{2038} = 32250 Eq/hab$$

Donc la capacité de la STEP Ouadhias projetée est de 32250 eq/hab.

## 2.4. Calcul des charges hydrauliques et charges polluantes

Pour le dimensionnement de la station d'épuration, il faut estimer les charges hydrauliques et les charges polluantes à l'horizon 2038 pour une capacité de 32250 Eq/hab.

### 2.4.1. Calcul des charges hydrauliques

- **Débit moyen journalier des eau usée** : c'est le nouveau débit moyen journalier pour 32250Eq/hab ( $Q_{moy,j}$ ) :

Pour calculer le  $Q_{moy,j}$  on applique la formule suivante

$$Q_{moyj} = N \times D \times Kr \times 10^{-3}$$

Avec :

$N$  : nombre d'équivalent habitant pour l'horizon 2038 pris égale à 32250Eq/hab.,(pour des raison de sécurité).

$D$  : Dotation journalière (l/hab/j), prise égale à 150 l/j/ha,

$Kr$  : Coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée. Donc :

$$Q_{moyj} = 32250 \times 150 \times 0,80 \times 10^{-3} = 3870m^3/j$$

$$Q_{moyj} = 3870m^3/j$$

➤ **Débit moyen horaire ( $Q_{moy h}$ )**

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 :

$$Q_{mh} = \frac{Q_{moyj}}{24}$$

$$Q_{mh} = \frac{3870}{24} = 161,25 \frac{m^3}{h} \quad \text{soit} \quad 44,8 \text{ l/s}$$

$$Q_{mh} = 16,25 m^3/h$$

➤ **Débit de pointe par temps sec ( $Q_{pts}$ )**

Débit de pointe par temps sec est donné par la formule suivante :

$$Q_{pts} = C_p \times Q_{mh}$$

$$C_p = \begin{cases} 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{moyj h}}} & \text{Si } Q_{moyj h} \geq 3 \text{ l/s} \\ 3 & \text{Si } Q_{moyj h} < 3 \text{ l/s} \end{cases}$$

Sachant que le :  $Q_{moyj} = 44,8 \text{ l/s} > 3 \text{ l/s}$

$$\text{Donc : } C_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{44,8}} = 1,87$$

D'où :

$$Q_{pts} = 1,87 \times 161,25 = 302,11 \text{ m}^3/h$$

$$Q_{pts} = 302,11 \text{ m}^3/h$$

➤ **Débit de pointe par temps de pluie «  $Q_{ptp}$  »**

A fin d'éviter une surcharge hydraulique dans le bassin d'orage implanté à l'amont de la station lors des précipitations, le bassin d'orages est dimensionné pour un débit maximal correspondant à un débit de pointe par temps de pluie «  $Q_{ptp}$  », ce débit est le débit des eaux usées allons vers la station en temps de pluie, et se calcul par la relation suivante :

$$Q_{ptp} = Q_{pts} + \alpha Q_{pts}$$

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

Avec :

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

D'où,

$$Q_{ptp} = (1 + 2) Q_{pts} = 3Q_{pts}$$

A long terme (2038) :

$$Q_{ptp} = 302,11 \times 3 = 906,32 \text{ m}^3/\text{h}$$

|   |
|---|
| <b><math>Q_{ptp} = 906,32 \text{ m}^3/\text{h}</math></b> |
|---|

➤ **Débit maximal entrant à la STEP** : le débit max entrant à la STEP est généralement pris égale à  $2 \times$  le débits moyens horaires :

$$Q_{\max} = 2 \times Q_{\text{moy},j} = 3 \times 161,25 = 322.5 \text{ m}^3/\text{h}$$

C'est le débit à utiliser pour dimensionner les différents ouvrages de la STEP

## 2.4.2. Calcul des charges polluantes

### Les normes à respecter

**Tableau 2.3: Normes des rejets (OMS)**

| Paramètres                           | Unité                  | Normes de rejets |
|--------------------------------------|------------------------|------------------|
| Température                          | °C                     | 30               |
| Matières en suspension (MES)         | Mg/L                   | 30               |
| Demande biochimique en oxygène (DBO) | Mg d'O <sub>2</sub> /L | 30               |
| Demande chimique en oxygène (DCO)    | Mg d'O <sub>2</sub> /L | 90               |
| Azote totale                         | Mg/L                   | 40 à 50          |
| Phosphate                            | Mg/L                   | 02               |
| Huile et graisses                    | Mg/L                   | 20               |
| Détergent                            | Mg/L                   | 1                |

➤ **Charges en DBO<sub>5</sub>**

Les charges en DBO<sub>5</sub> apportées par les eaux brutes par jour et par habitant sont estimées à 50 g/h/j.

$$\text{La charge en DBO}_5 = N \times 50 \cdot 10^{-3}$$

N : Nombre d'équivalents habitants à l'horizon 2038.

$$\text{La charge en DBO}_5 = 1612,5 \text{ Kg/j}$$

En concentration (mg/l) :

$$[\text{DBO}_5] = \frac{\text{La charge polluante en DBO}_5}{\text{Débit moyen journalier}}$$

$$[\text{DBO}_5] = \frac{1612,5 \times 10^6}{3870 \times 10^3} = 416,66 \text{ mg/l}$$

$$[\text{DBO}_5] = 416,66 \text{ mg/l}$$

➤ **Rendement épuratoire**

Le rendement épuratoire est donné par la formule suivante :

$$R = \frac{C_i - C_f}{C_i} \times 100$$

avec :

$C_i$  : Concentration en DBO<sub>5</sub> à l'entrée de la station (416.66mg/l) ;

$C_f$  : Concentration en DBO<sub>5</sub> à la sortie de la station (30mg/l, est une norme).

D'où :

$$R = \frac{416,66 - 30}{416,66} \times 100 = 93\%$$

$$R = 93\%$$

➤ **Charges en MES**

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

$$\text{La charge en MES} = N \times 60 \times 10^{-3}$$

N : Nombre d'équivalents habitants à l'horizon 2038.

$$\text{La charge en MES} = 1935 \text{Kg/j}$$

➤ En concentration (mg/l) :

$$[MES] = \frac{\text{La charge polluante en MES}}{\text{Débit moyen journalier}}$$

$$[MES] = \frac{1935, 10^6}{3870 \times 10^3} = 500 \text{Kg/l}$$

$$[MES] = 500 \text{Mg/l}$$

➤ **Rendement épuratoire**

Le rendement épuratoire est donné par la formule suivante :

$$R = \frac{C_i - C_f}{C_i} \times 100$$

avec :

$C_i$  : Concentration en MES à l'entrée de la station (500mg/l) ;

$C_f$  : Concentration en MES à la sortie de la station (30mg/l, est une norme).

D'où :

$$R = \frac{500 - 30}{500} \times 100 = 94\%$$

$$R = 94\%$$

**Tableau 2.4** : Tableau récapitulatif des charges hydrauliques et des charges polluantes de la station de Ouadhias.

| <b>Données</b>                                      | <b>Quantités</b>      |          |
|---|-----------------------|----------|
| Type du réseau                                      | Unitaire              |          |
| Horizon   | 2038                  |          |
| Eq Hab  | 32250                 |          |
| <b>Charges polluantes</b>                           |                       |          |
| DBO <sub>5</sub>                                    | g/hab/j               | 50       |
|   | kgDBO <sub>5</sub> /j | 1612,5   |
|   | Mg/l                  | 416,67   |
| Rendement épuratoire                                | %                     | 93       |
| MES   | g/hab/j               | 60       |
|   | kgMES/j               | 1935     |
|   | Mg/l                  | 500      |
| <b>Charges hydrauliques</b>                         |                       |          |
| Débit moyen journalier Q <sub>moy,j</sub>           | m <sup>3</sup> /j     | 3870     |
|   | m <sup>3</sup> /h     | 161,25   |
| Débit de pointe par temps sec                       | m <sup>3</sup> /h     | 302,11   |
| Débit de pointe par temps de pluie Q <sub>ptp</sub> | m <sup>3</sup> /j     | 21751,68 |
|   | m <sup>3</sup> /h     | 906,32   |
| Débit max entrant à la STEP                         | m <sup>3</sup> /j     | 7740     |
|   | m <sup>3</sup> /h     | 322,5    |

## Conclusion

Après le calcul des charges polluantes DBO et MES, nous avons constaté que les rendements épuratoires de la station pour ces derniers sont de l'ordre de 93% et 94%.

## Introduction

Un système d'épuration est le maillon ultime « d'un système d'assainissement »; il implique un ensemble d'actions en vue d'amener l'eau à un degré de qualité suffisant pour que son rejet dans le milieu récepteur, le laisse compatible avec les usages ultérieurs que l'on veuille lui donner.

Un système d'épuration se conçoit, après enquête de pollution sur le terrain et contrôle de la qualité physico-chimique des eaux usées à traiter. Des fluctuations peuvent, cependant, surgir et affecter cette qualité mais elles seront acceptables dans des limites bien déterminées.

Le choix à entreprendre pour un système d'épuration n'est pas évident, il implique la connaissance approfondie de différents paramètres et les inter-relations qui les lient entre eux.

Il ne peut exister, en matière de choix, de règle générale, mais l'important est d'avoir conscience de la nécessité de réaliser, une étude comparative des diverses solutions envisageables, sans en omettre aucune « à priori ».

### 3.1. Traitement des eaux usées

L'épuration des eaux usées consiste en une succession d'opérations de transformations et de traitement visant à respecter certaines normes de rejet, afin d'éviter des altérations au milieu récepteur.

Les eaux usées urbaines peuvent être traitées par divers procédés à des degrés d'épuration et à des coûts variables selon le niveau de qualité exigé par le milieu récepteur et les quantités de substances indésirables se trouvant dans les eaux. Ces substances brutes ou transformées devront être évacuées de façon satisfaisantes pour l'environnement. Ces procédés dépendent essentiellement de:

- L'importance de la charge polluante à traiter ;
- La qualité de l'effluent requis ;
- La disponibilité du terrain.

Dans le procédé d'épuration, il est à étudier :

- Traitement d'épuration de l'eau usée.
- Traitement des boues

.

## 3.2. Principaux procédés d'épuration

Pour épurer l'eau, il faut généralement combiner plusieurs traitements élémentaires dont les bases peuvent être physiques, chimiques ou biologiques, et dont l'effet est d'éliminer tout d'abord les matières en suspensions, ensuite les substances colloïdales, puis les substances dissoutes (minérales ou organiques). Il faut enfin corriger certaines caractéristiques.

### 3.2.1. Procédés physiques

Les traitements physiques visant essentiellement à conditionner l'eau en vue d'un traitement secondaire, ou en vue d'une dilution dans le milieu récepteur lorsque cela est toléré. Ce processus regroupe:

- Le prétraitement
- Le traitement primaire

### 3.2.2. Procédés physico-chimiques

En général, ces modes de traitement sont mis en œuvre, pour le cas où nous notons la présence de matières toxiques dans les eaux usées, et ils permettent:

- L'élimination des matières en suspension:  
Pour les plus grossières, par voie purement physique: décantation, flottation ou tamisage  
Pour les particules colloïdales,
- L'élimination de la pollution organique dissoute: Cette élimination se réalise en faisant appel aux propriétés adsorbants de certains corps, comme le charbon actif.

### 3.2.3 - Procédés biologiques

Le traitement biologique s'attaque à la fraction biodégradable de la pollution organique

## 3.3. Organisation d'une station d'épuration des eaux usées urbaines

D'une manière générale, une station d'épuration des eaux usées comprend les étapes suivantes:

- Les prétraitements;

- Le traitement primaire;
- Le traitement secondaire;
- Les traitements complémentaires;
- Le traitement des boues résiduaires.

Les eaux usées transportent des matières en suspension très hétérogènes et souvent volumineuses.

### **3 3.1. Les prétraitements**

Les prétraitements ont un rôle déterminant sur les conditions de fonctionnement de la station d'épuration. Ils doivent servir à éliminer la partie de la pollution la plus visible, gênante sur le plan de l'exploitation des ouvrages.

Les prétraitements sont composés de:

- Un dégrillage;
- Un dessablage;
- Un dégraissage ;

#### **3.3.1.1. Dégrillage**

Le dégrillage est implanté à l'amont de toute installation de traitement d'eaux usées, parmi ses fonctions:

- Protection de la station contre l'arrivée intempestive de gros objets susceptibles de provoquer des bouchages dans les différentes unités de l'installation;
- Séparation et évacuation des matières volumineuses clarifiées par l'eau brute, qui pourraient nuire à l'efficacité des traitements.

L'opération de dégrillage s'effectue par simple passage des eaux à traiter à travers des grilles, on en distingue deux types:

##### **a- Grilles manuelles**

Les grilles manuelles sont composées de barreaux droits en acier, de section cylindrique ou rectangulaire. Ces grilles peuvent être verticales, mais sont le plus souvent inclinées de 60 à 80 ° sur l'horizontale dans le cas où le débit d'effluent est important.

Lorsque le nettoyage est manuel, la surface de grille doit être calculée largement pour éviter la nécessité d'interventions trop fréquentes, surtout si l'écartement entre barreaux est inférieur à 20 mm.

### **b- Grilles mécaniques**

Ce sont des grilles à nettoyage automatique et sont utilisées à partir d'une certaine importance de la station (au delà de 2.000 équivalents-habitants), pour éviter ainsi un colmatage rapide des grilles.

#### **3.3.1.2. Dessablage**

Le dessablage a pour but d'extraire des eaux brutes les graviers, sables et particules minérales plus ou moins fines, de façon à éviter les dépôts dans les canaux et conduites, à protéger les pompes et autres appareils contre l'abrasion.

Cette opération a lieu grâce à la vitesse de sédimentation élevée des particules devant être supérieure à la vitesse de passage de l'eau de manière à éviter l'entraînement par le courant d'eau.

On distingue divers types de Désableur, on citera:

- Désableur à couloir simple;
- Désableur à couloir à vitesse d'écoulement constante;
- Désableur circulaires;
- Désableur rectangulaires aérés

#### **3.3.1.3. Dégraissage**

Le dégraissage est destiné à extraire les graisses et huiles figées et émulsionnées dans les eaux brutes. Cette opération fait appel au phénomène de la flottation, basé sur la notion de différence de masse volumique des constituants de l'effluent, en tirant profit de l'aptitude qu'ont les graisses à s'unir avec les bulles d'air pour former un ensemble « **graisse-air** » moins dense que l'eau, engendrant ainsi un déplacement ascendant de cet ensemble qui se concentrera sur la surface de l'ouvrage. Les graisses sont alors extraites par un système de raclage mécanique de la surface du dégraisseur.

### 3.3.2. Les traitements primaires

Les principales opérations effectuées dans le traitement primaire est la décantation.

Cette opération vise à extraire de l'eau les matières en suspension d'origine minérale ou organique décantables de la fraction liquide par sédimentation permettant d'éliminer jusqu'à 35 % de la DBO<sub>5</sub> et 60 % environ des MES de l'effluent prétraité.

La vitesse lente de l'eau permettra le dépôt des matières en suspension au fond du décanteur constituant des boues primaires fraîches. Celles-ci doivent être rapidement éliminées afin d'éviter la fermentation. Elles rejoindront alors les boues secondaires (provenant du traitement secondaire) qui seront traitées par la suite. La décantation s'effectue dans des ouvrages rectangulaires ou circulaires, munis de racleurs de fond et de surface pour extraire les boues recueillies.

### 3.3.3. Les traitements secondaires

L'épuration des eaux usées urbaines domestiques fait généralement appel aux processus biologique qu'il s'agisse de procédés par boues activées, par lits bactériens ou par lagunage.

La pollution organique comprend une fraction biodégradable estimée par la demande biologique en oxygène ou DBO<sub>5</sub> et une fraction non biodégradable estimée par la demande chimique en oxygène ou DCO.

Les traitements biologiques ne s'attaquent évidemment qu'à la fraction biodégradable de la pollution organique.

Cette opération n'est rendue possible que par l'existence d'une flore bactérienne, dans laquelle on retrouvera des champignons, des larves, etc..., qui dégradent les matières organiques présentes dans l'eau brute pour leurs besoins spécifiques (nutrition, croissance, reproduction)

La dégradation des matières organiques est le résultat du métabolisme bactérien.

Dans la pratique, l'épuration biologique est mise en œuvre de la façon suivante:

- Un réacteur biologique (bassin d'aération, disques ou lits, lagune aérée) dans lequel l'eau usée est mise en contact avec la biomasse aérée artificiellement ou naturellement.

- Un clarificateur dont le rôle est de séparer l'eau épurée et la boue biologique. Dans le cas d'un lagunage aéré, le dernier bassin (non aéré) fait office de clarificateur.

### **3.3.3.1. Les différents procédés d'épuration biologique sont les suivants:**

- Le lagunage;
- Les lits bactériens;
- Les boues activées.

#### **a- Lagunage**

Le lagunage est une méthode de traitement très commune dès lors que l'on dispose de grandes surfaces de terrain. Ce procédé de traitement a lieu dans de vastes bassins dits lagunes ou étangs; On entend par lagune, toute dépression ou excavation naturelle ou artificielle dans laquelle s'écoulent naturellement les eaux usées brutes ou décantées, pour ressortir sans intervention extérieure d'aucune sorte, dans un état où elles ne risquent pas d'altérer la qualité du milieu récepteur, on observe des temps de séjour assez longs.

On distingue le lagunage simple ou naturel (aéré naturellement) et le lagunage aéré artificiellement appelé lagunage activé.

#### **a1-Lagunage naturel**

L'épuration se déroule naturellement par passage de l'eau dans une succession de bassins généralement au nombre de trois (le premier et le second bassin microphyte, le troisième bassin macrophyte), dans les quels sont présents des algues, des bactéries et des micro-organismes et où l'aération est naturelle.

Ce procédé est généralement mis en œuvre pour l'épuration des eaux usées des petites localités et demande des surfaces considérables; car les temps de réaction sont très longs.

Aussi, le lagunage naturel doit se dérouler dans de bonnes conditions d'aérobiose afin d'éviter les odeurs, la prolifération d'insectes tels que les mouches et les moustiques.

Pour l'implantation d'un tel système d'épuration, il est indispensable de procéder à des études géotechniques du terrain servant d'assiette d'implantation des lagunes et en conséquence, prévoir une bonne étanchéité.

### **a2- Lagunage aéré**

Le dimensionnement des lagunes peut être réduit de moitié en réalisant l'oxygénation dans le premier bassin par des aérateurs mécaniques ou par des diffuseurs d'air. Il se crée un équilibre entre l'apport de pollution biodégradable et la masse de bactéries qui se développe dans le bassin à partir des matières organiques avec une bonne oxygénation.

Il n'y a pas de recirculation de boues activées décantées. Le curage des boues se fait généralement une fois tous les deux ans.

Lorsque les conditions de terrain permettent une étanchéité naturelle par simple compactage, le lagunage aéré entraîne, malgré une consommation électrique sans doute la plus élevée de celle de tous les procédés, des économies de fonctionnement en raison des faibles besoins de main d'œuvre et du coût d'investissement modéré.

**Remarque :** Dans les deux cas, les ouvrages devront être plus étanches possibles, afin d'éviter d'une part la contamination de la nappe et d'autre part les difficultés de remplissage.

### **b- Lits bactériens**

Un lit bactérien est un filtre percolateur constitué d'une couche de matériaux recouverts d'un biofilm sur lequel ruisselle l'eau à épurer. Le ruissellement de l'eau à traiter peut être doublé d'une aération par ventilation forcée pour apporter l'oxygène nécessaire au maintien des bactéries aérobies en bon état de fonctionnement sur toute la masse poreuse.

La pollution contenue dans l'eau diffuse à travers le film biologique où elle est dégradée, pour donner des métabolites plus ou moins minéralisés. Les matériaux supports des lits bactériens peuvent être traditionnels (mâchefer, cailloux, sable ou gravier) ou synthétiques (matières plastiques).

La classification des lits bactériens se fait sur la base de la charge hydraulique et organique, on distingue:

- Les lits à faible charge constitués par un empilement relativement de faible épaisseur (0,8 à 1,2 m) et alimentés à faible débit.
- Les lits à forte charge, plus épais (2 à 3 m et parfois plus), alimentés par un débit important.

### **c- Boues activées**

#### **c1- Aération**

C'est le procédé actuellement le plus répandu pour l'épuration des eaux résiduaires urbaines. C'est un procédé à culture libre qui reproduit industriellement l'effet épurateur des rivières et des étangs, le principe étant de maintenir en suspension des micro-organismes chargés de l'épuration (boues activées).

Réservé jusqu'à ces dernières années pour le traitement des rejets des grandes et moyennes agglomérations, il est maintenant appliqué de manière générale, même pour les très petites communautés de 50 à 100 équivalents-habitants grâce à l'application des procédés à faible charge et à la stabilisation aérobie des boues.

Il est basé sur le principe de l'auto-épuration du milieu récepteur naturel avec accélération du processus.

Un bassin de boues activées est un ouvrage généralement en béton armé, alimenté en continu par un effluent d'eau usée, dans lequel une population microbienne active est maintenue en suspension grâce à un dispositif mécanique qui assure l'homogénéisation et le nom de boues activées est donné au complexe bactérie protozoaires, et matières minérales se trouvant en suspension dans les divers bassins. Dans le bassin d'aération, les micro-organismes utilisent les matières organiques biodégradables comme en formant des floccs biologiques (boues activées) par apport intensif d'oxygène.

Le fonctionnement de ce bassin consiste à agiter des eaux brutes avec des boues liquides, bactériologiquement très actives dans une proportion de 15 % de boues activées.

Ce procédé présente plusieurs avantages:

- Oxydation assez poussée des matières organiques;
- Maintien de la concentration en biomasse par recyclage;
- Procédé très résistant aux variations de températures.

## **c2- Les variantes de procédés**

Le procédé par boues activées admet de nombreuses variantes que l'on peut classer en fonction de la charge massique et des particularités techniques (écoulement, aération).

### ➤ **La charge massique**

La charge massique biologique représente approximativement le rapport entre la masse journalière en DBO<sub>5</sub> à traiter et la masse des bactéries épuratrices présente dans le bassin d'aération. C'est une caractéristique très importante du fait qu'elle agit sur la décantabilité des boues et intervient dans la minéralisation des boues et le rendement d'épuration.

### ➤ **La charge volumique**

La charge volumique représente la qualité de pollution introduite par jour, rapportée au mètre cube du bassin d'aération. Cette donnée permet d'évaluer le volume du bassin d'aération et n'a toutefois aucune signification biologique.

### ❖ **Aération prolongée à faible charge**

Le procédé par aération prolongée est consacré au traitement des effluents à caractère domestique dominant des petites et moyennes collectivités. Ce procédé se caractérise par:

- L'admission des eaux prétraitées sans décantation primaire.
- Les boues obtenues sont en faibles quantités, stables, non fermentescibles et pouvant être reçues sans nuisances sur lits de séchage.
- Des volumes d'aération et de décantation importants en raison des temps de séjour importants.
- Un taux d'épuration généralement supérieur à 90 %.

### ❖ Moyenne et forte charge

Les procédés à moyenne et forte charge sont consacrés au traitement des effluents des collectivités de grandes importances. Les caractéristiques du procédé sont les suivantes:

- Le bassin d'aération est obligatoirement précédé d'un décanteur primaire;
- Réduction sensible des volumes de l'aération et de la décantation secondaire;
- Production de grandes quantités de boues fermentescibles d'où nécessite d'utiliser un digesteur anaérobie des boues, ou un bassin de stabilisation aérobie des boues.

Le taux d'épuration proche de celui de l'aération prolongée: 85 % dans le cas de la moyenne charge et 80 % dans le cas de la forte charge.

#### 3.3.3.2. Clarificateur

Les systèmes à bassin séparés utilisent, pour la séparation de l'eau traitée et des boues des clarificateurs aux quels, on donne aussi le nom de décanteurs secondaires. Pour que la décantation secondaire en boues activées soit efficace, deux conditions essentielles doivent être vérifiées:

- La surface de séparation des boues sédimentaires et du surnageant se maintient à une distance stable de la zone de surverse. Cette distance doit être la plus importante possible.
- Il est d'autre part nécessaire de diminuer le plus possible de temps de séjour de ces boues en décantation et ce, afin d'éviter les phénomènes d'anaérobiose.

Dans le cas des boues activées, la décantation présente deux variantes:

- Système à bassins séparés: la décantation et l'aération seront alors dans deux bassins distincts;
- Système combiné: les phases de décantation et d'aération ont lieu dans le même ouvrage.

### 3. 3. 4. Traitements tertiaires ou complémentaires

La sensibilité de certains milieux récepteurs, les besoins de potabilité d'une eau, peuvent exiger des traitements épuratoires encore plus poussés. Il s'agit notamment d'éliminer la pollution azotée et phosphorée responsable de nuisances particulières (eutrophisation, désoxygénation de l'eau,...)

#### a- Déphosphatation

L'élimination des phosphates a un grand intérêt lorsque le rejet s'effectue dans un lac ou un cours d'eau très lent. Les phénomènes d'eutrophisation peuvent être en effet stimulés par le déversement avec l'eau résiduaire épurée de grandes quantités de phosphates assimilables. Deux techniques d'emploi sont préconisées pour la déphosphatation:

- La précipitation simultanée par introduction d'un sel de fer ou d'alumine dans les boues activées.
- La précipitation séparée qui constitue un troisième stade d'épuration, avec décantation ou floculation. Dans ce cas, on assure en outre une amélioration complémentaire des qualités de l'eau épurée car l'on agit également sur les matières en suspension.

#### b- Elimination de l'azote

L'azote contenu dans les eaux urbaines s'élimine par voie biologique simultanément à la pollution carbonée à condition que les paramètres de dimensionnement des ouvrages soient définis en conséquence.

#### c- Désinfection

Après traitement biologique et même traitement tertiaire, il peut être encore nécessaire de désinfecter les eaux résiduaires avant rejet. C'est le cas de certaines eaux que l'on peut soupçonner de contenir des microbes pathogènes en grandes quantités telles que les rejets hospitaliers...

La désinfection est recommandée quand on veut réutiliser les eaux résiduaires pour l'arrosage au moyen de dispositifs qui créent des aérosols.

Une désinfection chimique peut également être envisagée. Le réactif le plus fréquemment utilisé est l'eau de Javel, qui nécessite, pour être efficace, le maintien d'une teneur résiduelle suffisante (0,1 mg/l) et un temps de contact minimal de 20 mn.

L'effet désinfectant du chlore est d'autant plus efficace que la qualité de l'épuration qui précède son injection est meilleure.

### **3. 3. 5. Traitement des boues**

Les boues résiduelles résultent des étapes du traitement que subissent des eaux usées, et sont dans de nombreux cas, responsables de problèmes d'exploitation importants et de désordres graves.

Toutes les boues nécessitent une forme de traitement ou une autre avant d'être rejetées dans le milieu naturel: stabilisation, épaissement, déshydratation...

#### **a- Stabilisation**

La fermentation méthanique a un pouvoir de destruction cellulaire parmi les plus puissants du monde biologique et permet l'élimination d'une quantité importante de matières organiques.

#### **b- Epaissement**

L'épaissement se fait par décantation prolongée dans une cuve, pour accélérer cette opération, il y a lieu d'ajouter de la chaux ou des flocculant.

#### **c- Déshydratation**

- **Par filtration**

- Drainage sur filtre de sable
- Filtres sous vide

L'essorage des boues par filtration est le mode de déshydratation jusqu'ici le plus utilisé dans le traitement des boues provenant de l'épuration de l'eau. Cette filtration peut consister en un simple drainage sur lits de sable, ou en une filtration sous vide ou sous pression, faisant appel à des matériaux plus élaborés.

- **Par centrifugation**

La boue flocculée 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 évacuées à une extrémité du rotor, tandis que le centrifugat déborde par un déversoir à l'extrémité opposée.

- **Séchage - Incinération**

Le séchage, terme généralement réservé au séchage thermique, constitue à évacuer par évaporation l'eau interstitielle présente dans les boues.

L'incinération conduit non seulement à l'élimination totale de l'eau interstitielle mais également à la combustion des matières organiques des boues.

Le séchage thermique ou l'incinération ne sont généralement appliqués qu'à des boues ayant déjà subi une déshydratation mécanique (filtration ou centrifugation), car l'élimination de l'eau est beaucoup moins chère par des procédés mécaniques que par évaporation.

- **Voies finales d'élimination**

Mise en décharge:

- Les boues doivent être stabilisées (conditionnées à la chaux, par exemple).
- Solution de plus en plus coûteuse (manque de place, aménagement de plus en plus strict des décharges) et mal adaptée.

### 3.4. Avantages et inconvénients des principaux procédés

Parmi les étapes d'épuration des eaux usées urbaines, les prétraitements sont communs à toutes les stations, mais les variantes du traitement biologique et le traitement des boues varient selon la charge du procédé. Nous rappelons les variantes du traitement biologique:

- Le lagunage,
- Lit bactérien,
- Les boues activées.

#### 3.4.1. Le lagunage

##### - Avantages

- Réduction de la charge bactérienne, supérieure aux systèmes biologiques classiques (temps de séjour longs), les virus et les germes fécaux sont éliminés à plus de 90 %.
- Entretien simplifié.
- Economie de fonctionnement.
- Possibilités d'utilisation de l'effluent sortant: irrigation, pisciculture, récolte de la masse végétale dans les lagunes à macrophytes (engrais, fourrage).

##### - Inconvénients

- Exige de très grandes étendues.
- Peut être coûteux si le relief n'est pas adapté, si le terrain est cher.
- La concentration résiduelle élevée en matières en suspension.
- Performances variables suivant les saisons (réduit en hiver).
- Dégagement d'odeurs lorsque la charge est forte (nécessite alors de placer des aérateurs).
- Attire et conduit au développement d'insectes (mouches, moustiques).
- Dépenses énergétiques élevées (lagunes aérées).

#### 3.4.2. Lits bactériens

##### - Avantage

- Le rendement d'épuration est très élevé et peut atteindre parfois 95 % (dans les lits à faible charge).

- Les boues résultantes de l'épuration sont en faible quantité minéralisées.
- Exploitation et entretien faciles.
- Economie en consommation d'énergie.

**- Inconvénients**

- Odeurs: Ces dispositifs sont généralement très mal odorants et attirant les mouches ainsi que les insectes notamment aux changements de saison. Ce caractère constitue une nuisance pour l'environnement.
- Froid: Il semble que l'activité des micro-organismes présents dans un lit bactérien soit plus sensible au froid que celle de la biomasse d'une boue activée.
- Colmatage:

Les lits bactériens présentent une grande sensibilité au colmatage accentué par les rejets industriels comprenant des graisses, des fibres, des poils et autre. Cette sensibilité au colmatage est très accentuée pour les lits à faible charge où il n'y a pas de recyclage de l'effluent. En somme, le traitement à culture fixée exige un entretien particulier.

### **3.4.3. Boues activées**

Il existe trois variantes selon la charge massique:

- Aération prolongée
- Moyenne charge
- Forte charge

#### **3.4.3.1. Aération prolongée ou faible charge**

Dans ces systèmes principalement utilisés dans les petites installations, le traitement des eaux est réalisé avec une charge massique suffisamment basse pour que la stabilisation des boues puisse être assurée simultanément. Ce procédé se caractérise par l'admission des eaux prétraitées sans décantation primaire.

**- Avantage**

Ce procédé a l'avantage de la simplicité d'exploitation. Les boues obtenues sont en faible quantité non fermentescibles et pouvant être reçu sans nuisance sur lit de séchage. D'autre part le taux d'épuration est généralement supérieur à 95%.

**- Inconvénients:**

Ce procédé nécessite de relativement grands volumes des bassins.

**3.4.3.2 - Moyenne ou forte charge**

Ce procédé est consacré au traitement des effluents des collectivités de grande importance. Ce système nécessite un décanteur primaire (décanteur raclé circulaire ou rectangulaire).

**- Avantage**

Le taux d'épuration est de 90 % pour la moyenne charge et de 85 % dans le cas de la forte charge. Par ailleurs, il y a possibilité de réduction sensible des volumes des bassins d'aération et de décantation secondaire.

**- Inconvénients**

La production de grandes quantités de boues très fermentescibles d'où l'utilisation d'un digesteur de boues.

**3.5. Rendement de l'épuration biologique**

Le tableau suivant résume les rendements d'élimination pour les principaux polluants suivants les procédés de traitement utilisés.

Compte tenu du bon rendement enregistré dans le procédé par boues activées à très faible charges et en vertu de l'expérience prouvée par celui-ci à l'échelle mondiale le choix de la filière d'épuration sera orienté vers ce type d'épuration à chaque fois où il est nécessaire de choisir une station d'épuration.

**Tableau 3.1 : Rendement épuratoire ( Source : Memento technique de l'eau Degrémont).**

| Traitement                                     | MES<br>% | DBO <sub>5</sub><br>% | DCO<br>% | N <sub>t</sub><br>% | P <sub>t</sub><br>% | Métaux<br>% | Fiabilité  |
|--|----------|-----------------------|----------|---------------------|---------------------|-------------|------------|
| Traitement biologique a forte charge           | 70-90    | 65-87                 | 60-83    | < 10                | < 20                | 20 à 60     | Moyenne    |
| Traitement Biologique moyenne et faible charge | 88-96    | 90-93                 | 85-88    | 30-40               | < 20                | 30-80       | Bonne      |
| Traitement Biologique Très faible charge       | 88-97    | 93-97                 | 88-92    | 30-83               | < 30                | 30-90       | Très Bonne |

### 3.6. Choix de la variante d'épuration

En se basant sur les critères techniques pour le choix d'une variante d'épuration, nous pouvons conclure ce qui suit :

La Variante à boues activées par faible charge cette variante présente les avantages techniques suivants

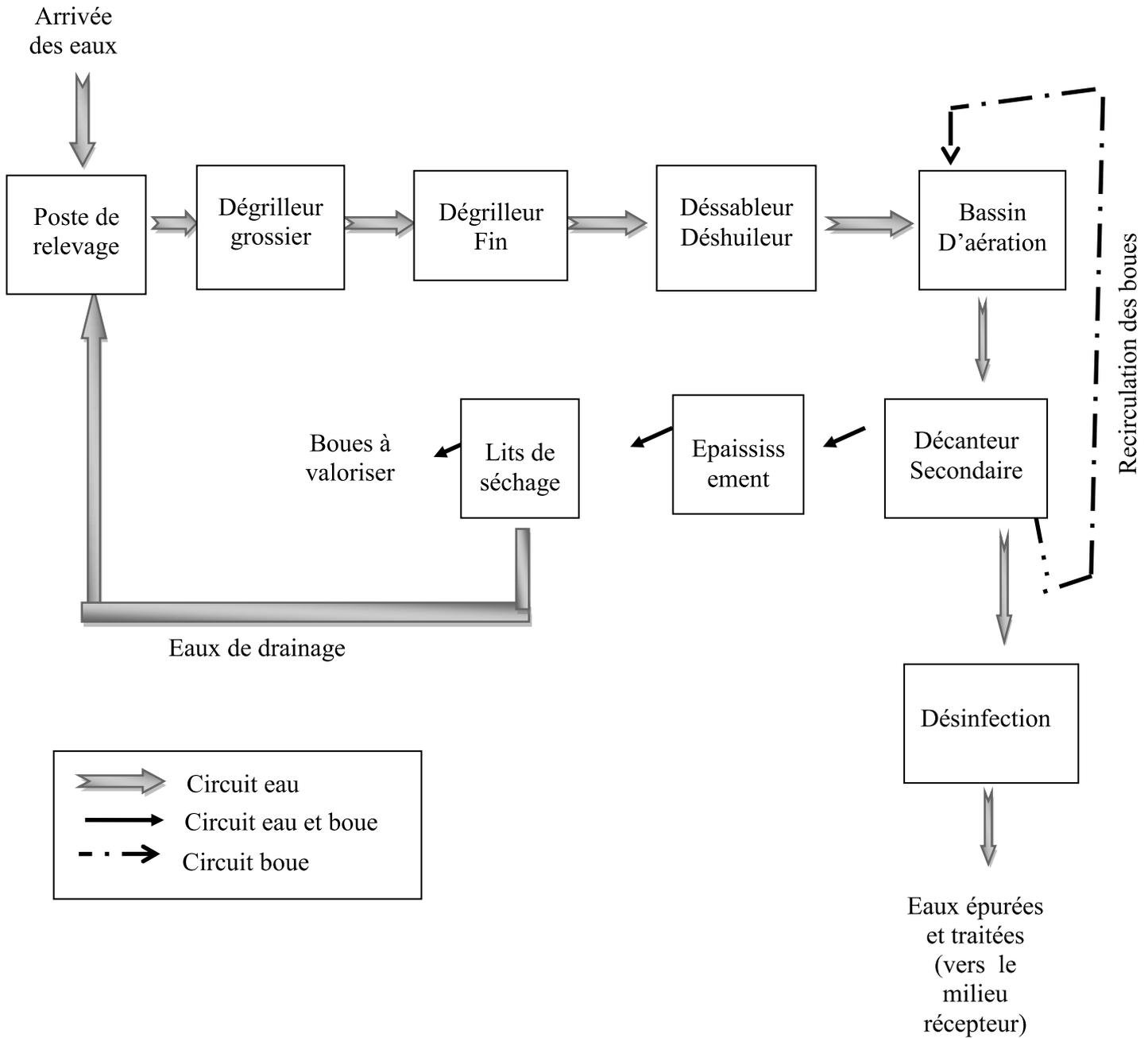
- ✓ Une performance épuratoire très élevée ;
- ✓ Bonne élimination de l'ensemble des paramètres de pollution (MES, DCO, DBO<sub>5</sub>, N par nitrification et dénitrification),

Il s'avère que l'épuration biologique à faible charge représente le rendement épuratoire le plus intéressant.

Ce procédé a l'avantage de la simplicité d'exploitation. Les boues obtenues sont en faible quantité non fermentescibles et pouvant être reçu sans nuisances sur lits de séchage.

**Conclusion**

Vue les rendements enregistrés dans le chapitre précédent on peut dire que la technique d'épuration par boues activées à faible charge est la meilleure solution pour traiter les eaux usées de OUADHIAS.



**Figure 3.1 : Schéma du procédé de traitement retenu.**

## Introduction

Les eaux usées véhiculent des matières en suspension très hétérogènes et sont souvent volumineuses, pour cela on doit effectuer une série d'opérations physiques ou mécaniques, dans le but d'éliminer les matières susceptibles de gêner les traitements ultérieurs pour des raisons techniques (protection des appareils mécaniques et des conduites contre les obturations)

Les prétraitements comprennent :

- ✓ Un dégrilleur
- ✓ Un désableur-déshuileur

### 4.1. Le dégrillage

C'est une opération préliminaire indispensable car elle permet de protéger les ouvrages aval contre l'arrivée des gros objets susceptibles de provoquer des bouchages dans les différentes unités de l'installation et aussi permet de séparer et d'évacuer facilement les matières volumineuses charriées par l'eau brute.

#### Schémas du dégrilleur

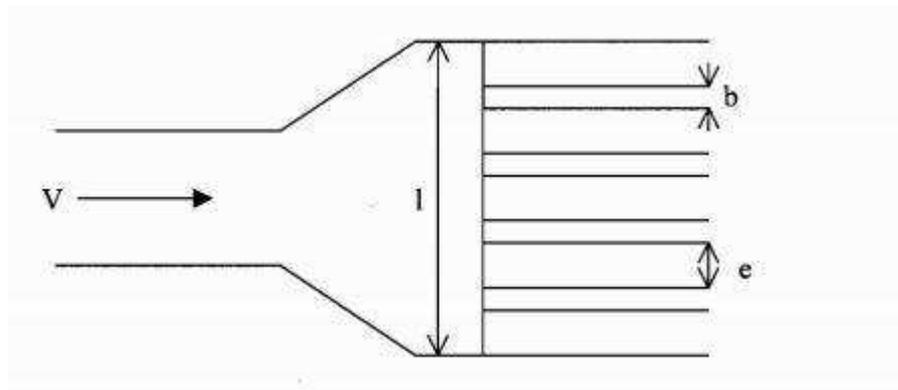


Figure 4.1 :vue en plan du dégrilleur

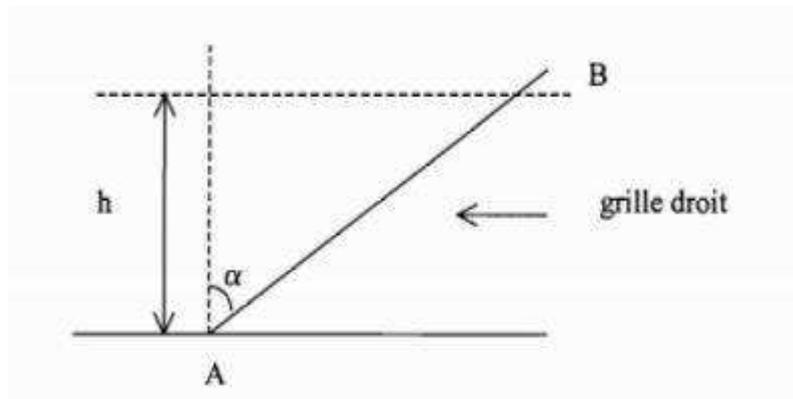


Figure 4.2 : coupe longitudinale du dégrilleur

#### 4.1.1. Dimensionnement de dégrillage

##### a) Dégrilleur grossier

Cet ouvrage permet de retenir les débris flottant qui occasionnent le bouchage dans les différentes unités de la station, cette grille comporte des espacements de 50 mm. Dans un souci de favoriser un écoulement sans dépôt et éviter l'érosion de la conduite, la vitesse d'écoulement se situe dans l'intervalle :  $0,5 \text{ m/s} < v < 1,4 \text{ m/s}$ . Les grilles mises en place sont de type mécanique droit, composé de barreaux droits inclinés à  $60^\circ$  sur l'horizontale.

La grille est dimensionnée avec une vitesse de passage de l'eau brute ( $v$ ) au débit ( $Q_{\max}$ ) entrant à la STEP. Soit :

Espacement entre les barreaux ( $e = 50 \text{ mm}$ )

Epaisseur des barreaux ( $b = 20 \text{ mm}$ )

La surface immergée de la grille est estimée par :

$$S = \delta \times (1 - \beta) \times l \times h_{\max} / \sin \alpha$$

avec:

$Q_{\max}$  : Débit max entrant à la STEP ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$V$  : Vitesse de passage à travers les grilles :  $0,8 \text{ m/s}$

$\delta$  : Coefficient de colmatage de la grille :

$\beta$  : représente la fraction de surface occupée par les barreaux

$\alpha$  : Angle des grilles par rapport à l'horizontale :  $60^\circ$

$\beta$  = Epaisseur des barreaux / Largeur total de la grille

$$\beta = b / (b+e)$$

$$\beta = 20 / (50 + 20) = 0,29$$

$\delta$ : Coefficient de colmatage.

Pour une grille à nettoyage automatique  $\delta = 0,5$

D'où:

$$S = Q_{\max} / v$$

$$S = (322,5/3600)/0,8$$

$$\boxed{S = 0,11 \text{ m}^2}$$

Largeur de la grille :  $l = 1 \text{ m}$

D'où

$$h_{\max} = S \times \sin \alpha / \delta \times (1-\beta) \times l$$

$$h_{\max} = 0,11 \times \sin 60 / 0,5 \times (1-0,29) \times 1$$

$$\mathbf{h_{\max} = 0,27 \text{ m}}$$

#### ➤ Calcul des pertes de charge

Les pertes de charge à travers la grille se calculent par la formule suivante :

$$\Delta H_1 = \beta (b/e)^{4/3} (V^2/2g) \sin \alpha \quad (\text{formule de Kirschmer})$$

avec :

b : épaisseur des barreaux : 0,02

e : espacement barreaux : 0,05 m

V : Vitesse amont : 0,8m/s

$\alpha$  : Angle des grilles par rapport à l'horizontale : 60°

$\beta$  : Facteur de forme des barreaux

**Tableau 4.1 : Valeur du coefficient de forme des barreaux du dégrilleur.**

| Type de barreau  | B    |
|--|------|
| section rectangulaire  | 2.42 |
| section rectangulaire en semi-circulaire à l'amont                     | 1.83 |
| section rectangulaire avec arrondi semi-circulaire à l'amont et l'aval | 1.67 |
| section circulaire   | 1.76 |

✓ Pour une section rectangulaire :  $\beta=2.42$

$$\Delta H_1 = 2,42 (0,02 / 0,05)^{4/3} ((0,8)^2 / 2 \times 9,81) \sin 60 = 0,020 \text{ m}$$

$$\Delta H_1 = 0,020 \text{ m}$$

✓ Pour une section circulaire:  $\beta= 1.76$

$$\Delta H_2 = 1.76 (0,02 / 0,05)^{4/3} ((0,8)^2 / 2 \times 9,81) \sin 60 = 0.014 \text{ m}$$

$$\Delta H_2 = 0.014 \text{ m}$$

### Remarque

Le choix de la forme des barreaux se fait par rapport aux pertes de charges les plus faibles. Dans notre cas on opte pour les barreaux circulaires pour la grille grossière.

### b) Dégrilleur fin

Après relèvement, l'effluent aboutira à l'extrémité d'un canal de Dégrilleur équipé d'une grille fine automatique qui retient les débris de petite dimensionnement échappés à la grossière qui risque de perturber la suite du traitement. L'espacement entre les barreaux est de 20 mm,

Soit :

Espacement entre les barreaux ( $e = 20 \text{ mm}$ ),

Epaisseur des barreaux ( $b= 10 \text{ mm}$ ),

$\beta = \text{Epaisseur des barreaux} / \text{Largeur total de la grille}$ ,

$$\beta = b / (b+e)$$

$$\beta = 10 / (20 + 10) = 0,33$$

Pour une grille à nettoyage automatique :  $\delta = 0,5$

On a pour la surface de grille :

$$S = Q_{\max} / v$$

$$S=0.11 \text{ m}^2$$

D'où:

On fixe la Largeur de la grille :  $l = 1 \text{ m}$

$$h \text{ max} = S \times \sin\alpha / \delta \times (1-\beta) \times l$$

$$h \text{ max} = 0.11 \times \sin 60 / 0.5 \times (1-0.33) \times 1$$

$$h \text{ max} = 0,29 \text{ m}$$

#### ➤ Calcul Les pertes de charge

Les pertes de charge à travers la grille se calculent par la formule suivante :

$$\Delta H_1 = \beta (b / e)^{4/3} (V^2 / 2g) \sin \alpha \quad (\text{formule de Kirschmer})$$

Espacement entre les barreaux ( $e = 20 \text{ mm}$ ),

Epaisseur des barreaux ( $b= 10 \text{ mm}$ ),

$V$  : Vitesse amont :  $0,8 \text{ m/s}$

$\alpha$  : Angle des grilles par rapport à l'horizontale :  $60^\circ$

➤ Pour une section rectangulaire :  $\beta= 2.42$

$$\Delta H_1 = 2,42 (0,01 / 0,02)^{4/3} ((0,8)^2 / 2 \times 9,81) \sin 60 = 0,027 \text{ m}$$

|                                |
|--------------------------------|
| $\Delta H_1 = 0,027 \text{ m}$ |
|--------------------------------|

➤ Pour une section circulaire :  $\beta=1.76$

$$\Delta H_2 = 1.76 (0,01 / 0,02)^{4/3} ((0,8)^2 / 2 \times 9,81) \sin 60 = 0.019 \text{ m}$$

**Remarque**

Le choix de la forme des barreaux se fait par rapport aux pertes de charges le plus faible dans notre cas on opte pour les barreaux circulaire pour la grille fine. Les grilles mises en place sont des grilles mécaniques droites et composées de barreaux droits ronds en inox inclinés à 60° sur l'horizontale pour faciliter le raclage manuel.

**4.1.2. Le refus annuel des grilles**➤ **Le refus annuel de la grille grossière**

$$V_R = 12/e = 12/5 = 2,4 \text{ l/EH.an} \quad \text{pour } 32250 \text{ EH : } V_R = 77,4 \text{ m}^3/\text{an}$$

$$V_{R'} = 15/e = 15/5 = 3 \text{ l/EH.an} \quad \text{pour } 32250 \text{ EH : } V_{R'} = 96,75 \text{ m}^3/\text{an}$$

avec :

e : Espacement entre les barreaux en cm

Donc le volume varie de 77,4 à 96,75 m<sup>3</sup>/an, avec un volume moyen des refus de 87,075 m<sup>3</sup>/an.

Les résidus comportent des matières non fermentescibles (pierres, métaux), peu fermentescibles (papiers, chiffons, bois) ou très fermentescibles (débris végétaux déjections)

➤ **Le refus annuel de la grille fine**

$$V_R = 12/e = 12/2 = 6 \text{ l/EH.an} \quad \text{pour } 32250 \text{ EH : } V_R = 193,5 \text{ m}^3/\text{an}$$

$$V_{R'} = 15/e = 15/2 = 7,5 \text{ l/EH.an} \quad \text{pour } 32250 \text{ EH : } V_{R'} = 241,88 \text{ m}^3/\text{an}$$

Avec :

e : Espacement entre les barreaux en cm

Donc le volume varie de 193,5 à 241,88 m<sup>3</sup>/an, avec un volume moyen des refus de 217,69 m<sup>3</sup>/an.

**Note :**

On considère des vitesses supérieure à 0,6 m/s (pour éviter les dépôts) et inférieure à 1 m/s (pour éviter que les déchets ne soient poussés à travers les grilles).

Si la vitesse minimale retenue est susceptible de provoquer des dépôts dans le canal de grille on devra prévoir un brassage dans ce dernier, ou tout autre moyen pour éviter leur formation. Il est souhaitable de prévoir un by-pass de la grille, équipé d'une grille manuelle de secours en cas de réparation de la grille principale.

Un déversoir d'orage est indispensable en tête de la station, étant donné que le réseau d'assainissement de la commune Ouadhias est de type unitaire, permettra de soulager la station projeter lors des creux.

Le tableau suivant regroupe les résultats du dimensionnement des deux grilles.

**Tableau 4.2 : Tableau récapitulatif des résultats du dimensionnement de la grille.**

| Désignation   | Unités           | Quantités                          |        |
|---|------------------|------------------------------------|--------|
| <b>Dégrilleur</b>   |                  |                                    |        |
| <b>Dégrilleur grossier</b>                                |                  |                                    |        |
| <b>Nombre</b>   | <b>U</b>         | <b>01 automatique</b>              |        |
| Espacement entre les barreaux (e)                         | m                | 0,05                               |        |
| Epaisseur des barreaux (b)                                | m                | 0,02                               |        |
| Vitesse entre les barreaux (V)                            | m/s              | 0,8                                |        |
| Inclinaison ( $\alpha$ )                                  | °                | 60                                 |        |
| Coefficient de colmatage ( $\delta$ )                     | /                | 0,5                                |        |
| Hauteur maximale de l'eau ( $H_{\max}$ )                  | m                | 0,27                               |        |
| Longueur (L)  | m                | 1                                  |        |
| Pertes de charge de la forme arrondie ( $\Delta H$ )      | cm               | 0,14                               |        |
| Pertes de charge de la forme rectangulaire ( $\Delta H$ ) | cm               | 2,014                              |        |
| Refus des grilles   | $V_{\min}$       | $m^3/\text{an}$                    | 77,4   |
|   | $V_{\max}$       | $m^3/\text{an}$                    | 96,75  |
|   | $V_{\text{moy}}$ | $m^3/\text{an}$                    | 87,075 |
| <b>Dégrilleur fin</b>                                     |                  |                                    |        |
| <b>Nombre</b>   | <b>U</b>         | <b>01 mécanisé<br/>01 manuelle</b> |        |
| Espacement entre les barreaux (e)                         | m                | 0,02                               |        |
| Epaisseur des barreaux (b)                                | m                | 0,010                              |        |
| Vitesse entre les barreaux (V)                            | m/s              | 0,8                                |        |
| Inclinaison ( $\alpha$ )                                  | °                | 60                                 |        |
| Coefficient de colmatage ( $\delta$ )                     | /                | 0,5                                |        |
| Hauteur maximale de l'eau ( $H_{\max}$ )                  | m                | 0,29                               |        |
| Longueur (L)  | m                | 1                                  |        |
| Pertes de charge de la forme arrondie ( $\Delta H$ )      | cm               | 0,019                              |        |
| Pertes de charge de la forme rectangulaire ( $\Delta H$ ) | cm               | 0,027                              |        |
| Refus des grilles   | $V_{\min}$       | $m^3/\text{an}$                    | 193,5  |
|   | $V_{\max}$       | $m^3/\text{an}$                    | 241,88 |
|   | $V_{\text{moy}}$ | $m^3/\text{an}$                    | 217,69 |

## 4.2. Les stations de relèvement

Les stations de relèvement permettent d'acheminer les eaux usées vers la station d'épuration lorsque ces derniers arrivent à un niveau plus bas que les installations de dépollution (c'est le cas de la STEP de Ouadhias), cette opération de relèvement des eaux usées s'effectue grâce à des pompes immergées

**Note :** Dans le cas où le collecteur principal en tête de la station présente une côte de niveau inférieure à celle du terrain naturel, on opte à un relevage des eaux usées vers les ouvrages de prétraitement. D'où la nécessité de la réalisation d'une bache de relevage à pompes de type submersible.

## 4.3. Dessablage- déshuilage

### 4.3.1. Dessablage

Cette opération vient après le dégrillage, elle consiste à extraire des eaux par sédimentation des sables, des graviers et des particules minérales afin d'éviter des dépôts dans les ouvrages et les conduites et aussi pour protéger les pompes et les autres équipements contre l'abrasion d'une part et afin de permettre un fonctionnement optimum de traitement biologique d'autre part.

Le choix d'un type de déssableur dépendra de la concentration en sable des eaux et de l'importance de débit à traiter.

On peut distinguer :

- Les dessableurs couloire à section rectangulaire
- Les dessableurs circulaires (centrifugeur ou cyclones).
- Les déssableur rectangulaire aérés où l'eau a un mouvement giratoire
- Les déssableur carre où l'eau est admise sur toute la largeur du bassin, les sable sont recueillis par raclage.

### Schémas du désableur

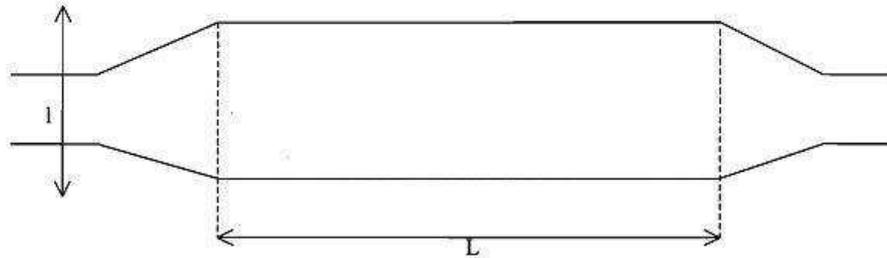


Figure 4.3 : vue en plan du désableur.

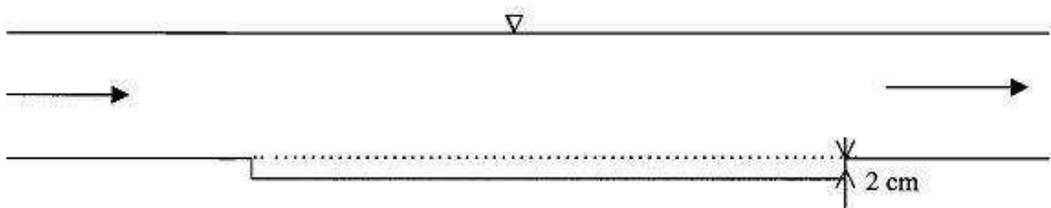


Figure 4.4 : coup longitudinal du désableur.

#### 4.3.2. Déshuilage

Le déshuilage consiste à séparer de l'eau par flottation des matières ou des liquides dont la densité est inférieure à celle de l'eau. Les graisses et les huiles issues des industries, notamment des garages et des chaussées sont susceptibles de gagner le réseau des eaux usées quelle soit d'origine minérale ou organique, elles constituent une charge qu'il est utile de réduire, car elles présentent plusieurs inconvénients à plusieurs niveaux :

- Difficile à dégrader, elles diminuent le rendement biologique
- Formation d'un film isolant à la surface de l'eau empêchant les échanges et transfert air-eau et donc l'activité aérobie dans les bassins d'aération
- Mauvaise sédimentation envahissement des décanteurs
- Risque de bouchage des canalisations et des pompes

Le procédé de traitement retenu est dessablage-déshuilage combiné dans un seul ouvrage est aéré par insufflation d'air comprimé, qui permet de garantir le fonctionnement de l'installation indépendamment de la vitesse d'écoulement de l'eau et donc du débit.

#### 4.3.2.1. Dimensionnement le déssableur-déshuileur

Nous considérons un temps de séjour égal à **10 min**.

Le volume du déssableur sera égal à :

$$V = Q_{\max} \times t_s$$

$$V = 322,5 \times 10/60 = \mathbf{53,75 \text{ m}^3}$$

|                                  |
|----------------------------------|
| $V = \mathbf{53,75 \text{ m}^3}$ |
|----------------------------------|

On considère une vitesse ascensionnelle de **15 m/h**

La section minimale sera par conséquent de :

$$S = Q_{\max} / V_{\text{asc}}$$

$$S = 322,5 / 15 = 21,5 \text{ m}^2$$

L'ouvrage aura les dimensions planes suivantes

Longueur (mouillé) :  $l = 11 \text{ m}$ .

Largeur (mouillé) :  $l = 2 \text{ m}$ .

Hauteur (mouillé) :

$$H = V_{\text{asc}} \times t_s$$

$$H = 15 \times 10/60 = 2,5$$

|                     |
|---------------------|
| $H = 2.5 \text{ m}$ |
|---------------------|

**On adoptera un déssableur-déshuileur rectangulaire**

V (mouillé) = 53,75 m<sup>3</sup>.

S (mouillé) = 21,5 m<sup>2</sup>

Longueur (mouillé): L = 11 m.

Largeur (mouillé) : l = 2 m.

Hauteur (mouillé) : H = 2,5 m.

Le temps de séjour des eaux à traiter est de 10minutes

#### 4.3.2.2. Besoins en air

L'aération nécessaire pour maintenir les matières grasses en suspension peut se faire par insufflation d'air par fines bulles. Elle est estimée à  $1,5 \text{ m}^3 \text{ d'air/h/m}^3 \text{ d'eau}$  usée à traiter.

Soit :

$$Q_{air} = Q_{max} \times V_{air}$$

Avec :

$Q_{air}$  : débit d'air à injecter dans le déssableur,

$Q_{max}$  : débit max entrant a la STEP ( $\text{m}^3/\text{h}$ ),

$V_{air}$  : Volume d'air à injecter ( $\text{m}^3 \text{ d'air/h/m}^3$ ) est estimé a  $1,5 \text{ m}^3 \text{ d'air/h}$

➤ **Application numérique :**

$$Q_{max} = 322,5 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$V_{air} = 1,5 \text{ m}^3 \text{ d'air/h}$$

|  |
|--|
| $Q_{air} = 483,75 \text{ m}^3 \text{ d'air/h}$ |
|--|

#### 4.3.2.3. Les matières extraites de déssableur-déshuileur

➤ **Les refus de dessablage**

En réalité, il s'avère que le déssableur retient des particules lourds, en pratique les matières extraites sont hétérogènes et de composition aussi bien minérale qu'organique.

Le sable extrait manuellement à la pelle des petits déssableur est généralement impropre à une réutilisation, et doit être enterré ou évacué à la décharge publique avec les détritits des grilles

Pour installations, les sables sont parfois lavés avant le stockage en trémie dans un bassin sépare, équipé d'un brassage à air insufflé, recevant le mélange eau-sable pompé dans les dessaleurs. Un sable lavé assez propre peut être utilisé sur place (constitution des lits de séchage).

### ➤ Les refus de dégraissage

Ces produits sont particulièrement difficiles à éliminer correctement en l'état dans la mesure où :

- Ils sont inacceptables en décharge.
- Ils sont difficilement incinérables car ils sont peu homogènes.

Ce gisement de déchet graisseux important mais mal gérés constitue une source de nuisances locale et de pollution différée et génère des coûts d'exploitation non négligeable.

La résolution de ces problèmes passe nécessairement par :

- ✓ La mise en œuvre des techniques permettant d'obtenir des déchets plus acceptables de qualité homogène (physico-chimie).
- ✓ L'amélioration de technique de traitement.

Pratiquement dans toutes les stations, les graisses sont stockées dans des bennes afin de les évacuer périodiquement vers la décharge.

Lorsque l'installation procède un incinérateur des boues ou des matières degrillées, on peut incinérer les matières flottantes et les graisses avec ces produits.

#### 4.3.2.4. La quantité de sable extrait du déssableur

La quantité de sable extrait du déssableur est d'environ 4 à 8 l / an / EH.

Pour une quantité de 4 l / an / EH. Pour 32250 EH  $V_R = 129 \text{ m}^3/\text{an}$

Pour une quantité de 8 l / an / EH. Pour 32250 EH  $V_R = 258 \text{ m}^3/\text{an}$

Donc le volume varie de 129 à 258  $\text{m}^3/\text{an}$ , avec un volume moyen des refus de **193,5  $\text{m}^3/\text{an}$** .

**Tableau 4.3 : Récapitulatif des résultats du dimensionnement du déssableur.**

| Désignation               | Unités                       | Quantités |
|---------------------------|------------------------------|-----------|
| Surface (mouillé)         | $\text{m}^2$                 | 21,5      |
| Volume (mouillé)          | $\text{m}^3$                 | 53,75     |
| Longueur (mouillé)        | $\text{m}^3$                 | 11        |
| Largeur (mouillé)         | M                            | 2         |
| Temps de séjour ( $t_s$ ) | Mn                           | 10        |
| $Q_{\text{air}}$          | $\text{m}^3 \text{ d'air/h}$ | 483,75    |
| $V_{\text{min}}$          | $\text{m}^3/\text{an}$       | 129       |
| $V_{\text{max}}$          | $\text{m}^3/\text{an}$       | 258       |
| $V_{\text{moy}}$          | $\text{m}^3/\text{an}$       | 193,5     |

## 4.4. Le traitement secondaire

### Introduction

L'épuration par boues activées à faible charge consiste à mettre en contact les eaux usées avec un mélange riche en bactéries par brassage pour dégrader la matière organique en suspension ou dissoute, il y a une aération importante pour permettre à des bactéries la dégradation de ces matières organiques, suivie d'une décantation à partir de laquelle on renvoie les boues riches en bactéries vers le bassin d'aération pour maintenir l'activité biologique, la masse de la boue restantes (boues en excès) est extraite de la filière de traitement des boues par contre la partie surnageant qui consiste l'eau épurée sera acheminée vers la désinfection. L'épuration biologique s'effectue conformément à l'ensemble classique suivant :

- L'aération.
- Déphosphatation.
- La clarification, où s'effectue la séparation "boues / eaux traitée.
- Désinfection,
- La recirculation des boues assurant le réensemencement en boues. dans les bassins d'aération.

## 4.5. Bassin d'aération

### ➤ Principe

Les bassins d'aération sont les réacteurs biologiques dans lesquels s'effectue la transformation des matières organique par les micro-organismes aérobie. Ils constituent un élément fondamental de la filière définie sous le terme boues activées.

### ➤ Dispositions constructives

Le bassin d'aération est dimensionné sur la base de la charge massique et Volumique. Dans le domaine des petites stations d'épurations, la technique des boues activées en aération prolongée est plus répandue.

Pour assurée les objectifs classique aux stations d'épuration à boues activées le dimensionnement du bassin d'aération prendra généralement en compte les paramètres suivants :

- Charge massique en DBO5/kg MVS.j
- Age des boues en j

#### 4.5.1. Dimensionnement

- **Calcul du volume du bassin d'aération**

$$V = \text{DBO}_{\text{entrée}} / C_m \times [\text{MVS}_{\text{bassin}}]$$

Avec :

- $C_m$  : charge massique (kg DBO/kg MVS.j).
- DBO : masse de DBO apportée par jour (kg/j).
- $V$  : volume du bassin d'aération (m<sup>3</sup>).
- [MVS] : concentration de MVS dans le bassin d'aération (g/l).

La charge massique est inférieure ou égale à 0,1 (kg DBO/kg MVS.j)

DBO apportée par jour = 1612,5kg/j

MES = 8 g/l MVS = 50% MES = 4 g/l

$$V = \text{DBO} / C_m \times [\text{MVS}]$$

Volume du bassin d'aération :  $1612,5 / 0,1 \times 4 = 4031,25 \text{ m}^3$ .

Pour une meilleure gestion et la facilité de l'entretien et vu le volume important du bassin on prévoit deux bassins d'aération de même volume.

$$V_{B1} = \frac{V_B}{2}$$

Avec :

$V_{B1}$  : le volume unitaire d'un bassin.

$$V_{B1} = \frac{V_B}{2} = \frac{4031,25}{2} = m^3$$

$$V_{B1} = V_{B2} = 2015,625 \text{ m}^3$$

➤ **Calcul de la surface unitaire de chaque bassin**

$$S_b = \frac{V_{B1}}{H} = \frac{V_{B2}}{H}$$

Avec :

$S_b$  : surface unitaire de chaque bassin ( $m^2$ ),

$V_{B1}$ ,  $V_{B2}$  : volume unitaire de chaque bassin ( $m^3$ ),

H : hauteur de chaque bassin (m) donnée de base prise égale à 4m.

$$V_{B1} = V_{B2} = 2015,625 m^3$$

$$H = 4m$$

$$S_b = \frac{2015,625}{4} = 504 m^2$$

⇒

$$S_b = 504 m^2$$

➤ **Calcul de la largeur et de la longueur de chaque bassin « l et L ».**

Le bassin d'aération qu'on a proposé est de forme rectangulaire de longueur L et de largeur l.

$$\text{On a :} \quad l = \frac{S_b}{L}$$

$$\text{Avec :} \quad L = 2l$$

$$\text{D'où :} \quad l = \sqrt{\frac{S_b}{2}}$$

Avec :

L : largeur du bassin (m),

$S_b$  : surface unitaire de chaque bassin ( $m^2$ ).

$$S_b = 504 m^2$$

$$l = \sqrt{\frac{504}{2}} = 15,87m$$

$$l = 16m$$

Donc,

$$L = 2l = 32m$$

On adoptera deux bassins d'aération ayant chacun les dimensions suivantes :

$$S_u = 504 m^2$$

$$L = 32 m$$

$$l = 16 m$$

➤ **Calcul du temps de séjour ( $t_s$ ) dans le bassin à partir du débit horaire**

$$t_s = \frac{V_B}{Q_{moyh}}$$

Avec :

$t_s$  : temps de séjour (h),

$Q_{moyh}$  : débit moyen horaire ( $m^3/h$ ),

$V_B$  : volume du bassin ( $m^3$ ).

$$V_B = 4031,25 m^3$$

$$Q_{moyh} = 161,25 m^3/h$$

$$t_s = \frac{4031,25}{161,25} = 25h \quad \Longrightarrow \quad \boxed{t_s = 25 h}$$

**Tableau 4.4 : Récapitulatif des résultats du dimensionnement du bassin d'aération.**

| Désignation                               | Unités | Quantités |
|---|--------|-----------|
| Volume total (v)                          | $m^3$  | 4031,25   |
| Volume de chaque bassin $V_{B1} = V_{B2}$ | $m^3$  | 2015,625  |
| Hauteur (H)                               | m      | 4         |
| Section de chaque bassin ( $S_b$ )        | $m^2$  | 504       |
| Longueur de chaque bassin                 | m      | 32        |
| Largeur de chaque bassin                  | m      | 16        |
| Temps de séjour ( $t_s$ )                 | heure  | 25        |
| nombre de bassin d'aération               | U      | 2         |

#### 4.5.2 Les systèmes d'aération

Il existe différents systèmes d'aération, utilisés dans les stations d'épuration des eaux usées urbaines, leurs différence réside dans le mode d'introduction d'air, on distingue plusieurs systèmes :

- les aérateurs à turbines,
- les aérateurs mécaniques de surface,
- les aérateurs à insufflation d'air.

Le système le plus utilisé actuellement dans les stations d'épuration est le système à aérateurs à insufflation d'air qui présente un très bon rendement.

#### 4.6. Décanteur secondaire (clarificateur)

Le clarificateur est un ouvrage dans lequel la liqueur biologique sortante du bassin d'aération sera soumise à une clarification de façon à séparer les boues activées de l'eau épurée. Ces boues seront en partie recyclées vers le bassin d'aération, l'excès est envoyé vers le traitement des boues.

Nous adopterons comme ouvrage deux décanteurs cylindro-coniques équipés d'un pont racleur constitué d'une passerelle radiale à la quelle sont suspendues les racles de fond et de surface. L'alimentation se fait au centre de l'ouvrage à un niveau tel qu'il ne puisse y avoir une perturbation des boues sédimentées.

L'eau épurée est évacuée en sur verse par trop pleins alors que les boues sont récupérées au fond de l'ouvrage pour être ré-circulées dans le bassin d'activation et pour une partie (boue en excès) envoyées au traitement des boues.

##### ➤ Calcul de la surface de l'ouvrage

Nous adopterons une vitesse ascensionnelle de **1 m/h** au débit max ( $Q_{max}$ ) entrant à la STEP à l'horizon d'étude **2038**. La surface du décanteur est de :

$$S = Q_{max} / V_{asc}$$

Avec :

$V_{asc}$  = Vitesse ascensionnelle (m/h)

$Q_{max}$  : Débit max horaire à l'entrée de la station

S : Surface utile (partie cylindrique)

##### ➤ Application numérique :

$$S_h = \frac{322,5}{1} = 322,5 \text{ m}^2$$

|                           |
|---------------------------|
| $S_h = 322,5 \text{ m}^2$ |
|---------------------------|

On choisira deux décanteurs ayant une surface unitaire suivante :

$$S_u = S_h / 2$$

➤ **Application numérique :**

$$S_u = 322,5 / 2 = 161,25 \text{ m}^2.$$

Donc Le volume du décanteur sera de :

$$V_u = S_u \times H$$

avec :

H : hauteur du clarificateur est de **3m**.

D'où :  $V_u = 161,25 \times 3$

|                       |
|-----------------------|
| $V_u = 484 \text{ m}$ |
|-----------------------|

➤ **Calcul du diamètre d'un clarificateur**

$$D_u = D_1 = D_2 = \sqrt{\frac{4S_{h1}}{\pi}} = \sqrt{\frac{4S_{h2}}{\pi}}$$

**Application numérique :**

$$D_u = \text{Racine} (4 \times S_u / \pi) = \text{Racine} (4 \times 161,25 / 3,14) = \mathbf{14,5 \text{ m}}$$

Le diamètre est de : **14,5 m**

➤ **Calcul de Rayon de clarificateur**

$$R = \frac{D}{2}$$

**Application numérique :**

$$R = \frac{14,5}{2} = 7,25 \text{ m}$$

|                      |
|----------------------|
| $R = 7,25 \text{ m}$ |
|----------------------|

➤ **La partie conique est dimensionnée comme suit :**

Hauteur du cône :

$$h = \text{tg } \beta \times (D-d) / 2$$

avec :  $d = D / 10 = 14,5 / 10 = 1,45 \text{ m}$

$\beta = 5^\circ$

➤ **Application numérique :**

$$h = \text{tg } 5 \times (14,5 - 1,45) / 2 = 0,6 \text{ m}$$

**Volume du cône**

$$V = \pi h (D^2 + d^2 + Dd) / 12$$

$$V = 33,67 \text{ m}^3$$

|                                |
|--------------------------------|
| <b>V = 33,67 m<sup>3</sup></b> |
|--------------------------------|

Le volume unitaire total du décanteur secondaire sera de :

$$V_{u \text{ tot}} = 33,67 + 484 = 517,67 \text{ m}^3$$

**4.6.1. Calcul de temps de séjour**

Le temps de séjours pour chaque basins est donné par :

$$T_s = V_u / Q_{\text{max}}$$

$$T_s = 484 / 322,5 = 2 \text{ h}$$

$$T_s = 2\text{h}$$

Le tableau suivant regroupe les résultats du dimensionnement de décanteur secondaire (clarificateur).

**Tableau 4.5 : Tableau récapitulatif des dimensions du clarificateur.**

| Désignation   | Unité        | Quantité |
|---|--------------|----------|
| <b>Partie cylindrique</b>   |              |          |
| Nombre de décanteur   | U            | 02       |
| Volume totale de clarificateur ( $V_t$ )                          | $\text{m}^3$ | 976,5    |
| Volume unitaire de chaque clarificateur ( $V_1 = V_2$ )           | $\text{m}^3$ | 484      |
| Surface horizontale totale ( $S_h$ )                              | $\text{m}^2$ | 322,5    |
| Surface horizontale de chaque clarificateur ( $S_{h1} = S_{h2}$ ) | $\text{m}^2$ | 161,25   |
| Hauteur de clarificateur (H)                                      | m            | 3        |
| Rayon de clarificateur (R)  | m            | 7,25     |
| Diamètre de clarificateur (D)                                     | $\text{m}^3$ | 14,5     |
| <b>Partie cylindro-conique</b>                                    |              |          |
| Hauteur de la cône  | m            | 0,6      |
| Volume du cône  | $\text{m}^3$ | 33,67    |
| <b>volume unitaire total du décanteur secondaire</b>              | $\text{m}^3$ | 517,67   |
| Temps de séjour   | Heur         | 02       |

#### 4.6.2. Production des boues :

La production des boues est estimée à **745 kg/jour**

$$\Delta X = 745 \text{ kg/jour}$$

Remarque : La valeur indiquée ci-dessus est issue d'une analyse chimique réalisée dans le cadre du projet par le bureau d'étude (NEE).

#### 4.7. Ouvrage du traitement tertiaire (désinfection)

Nous choisissons une désinfection par le chlore en utilisant l'eau de javel « hypochlorite de sodium » de 47 à 50°C, et le temps de contact (temps de séjour)  $t_c$  est de 15 à 20 min ainsi que la dose unitaire de chlore ( $D_{cl}$ ) est de 3 à 10 mg/l.

##### 4.7.1. Calcul de la dose de chlore pour la désinfection ( $D_d$ )

$$D_d = Q_{\max} \times D_{cl}$$

avec :

$D_d$  : dose de chlore pour la désinfection (Kg/j) ,

$Q_{\max}$  : débit max entrant a la STEP ( $\text{m}^3/\text{j}$ ) ,

$D_{cl}$  : dose unitaire du chlore (mg/l).  $D_{cl}$  prise égale à 10 mg/l pour un  $t_c = 20$  mn.

$$D_d = \frac{7740 \times 10}{1000} = 77,4 \text{ kg/j}$$

|                           |
|---------------------------|
| $D_d = 77,4 \text{ kg/j}$ |
|---------------------------|

##### 4.7.2. Calcul de volume du bassin de désinfection

$$V_d = Q_{\max} \times t_c$$

avec :

$V_d$  : volume du bassin de désinfection ( $\text{m}^3$ ),

$Q_{\max}$  : débit max entrant à la STEP ( $\text{m}^3/\text{h}$ ),

$t_c$  : temps de contact prise égale à 20mn.

$$V_d = \frac{322,5 \times 20}{60} = 108 \text{ m}^3$$

|                         |
|-------------------------|
| $V_d = 108 \text{ m}^3$ |
|-------------------------|

### 4.7.3. Calcul de la surface horizontale du bassin de désinfection ( $S_d$ )

$$S_d = \frac{V_d}{H}$$

avec :

$S_d$  : surface horizontale du bassin de désinfection ( $m^2$ ),

$V_d$  : volume de bassin de désinfection ( $m^3$ ),

$H$  : hauteur du bassin de désinfection (m) donnée de base prise égale à 2m.

$$S_d = \frac{108}{2} = 54 \text{ m}^2$$

$$S_d = 54 \text{ m}^2$$

### 4.7.4. Calcul de la longueur du bassin de désinfection ( $L_d$ )

On propose un bassin de désinfection de forme rectangulaire ;

$$l_d = \frac{S_d}{L_d}$$

avec :

$S_d$  : surface horizontale du bassin de désinfection ( $m^2$ ),

$L_d$  : longueur du bassin de désinfection (m),

$l_d$  : largeur du bassin de désinfection (m) avec  $L_d = 2l_d$

donc,

$$l = \sqrt{\frac{S_d}{2}} = \sqrt{\frac{54}{2}} = 5,19\text{m} \approx 5,5 \text{ m}$$

$$l = 5,5 \text{ m}$$

D'où :

$$L_d = 2 \cdot l_d = 2 \times 5,5 = 11 \text{ m}$$

$$L = 11 \text{ m}$$

Le bassin de désinfection a été dimensionné à long terme (2038). Il est de type longitudinal muni de chicanes.

Afin de permettre un meilleur contact des eaux avec la solution désinfectante, un certain nombre de chicanes seront construits à l'intérieur du bassin pour augmenter le parcours des

eaux. De ce fait, nous proposons 11 chicanes ayant une longueur de 5,5m et d'une largeur de 1 m,

Les résultats du dimensionnement du bassin de désinfection sont groupés dans le tableau suivant :

**Tableau 4.6 : Tableau récapitulatif des dimensions du bassin de désinfection.**

| Désinfection                  | Unités | Quantités |
|-------------------------------|--------|-----------|
| Volume ( $V_d$ )              | $m^3$  | 108       |
| Surface horizontale ( $S_d$ ) | $m^2$  | 54        |
| Hauteur (H)                   | m      | 2         |
| Longueur ( $L_d$ )            | m      | 11        |
| Largeur ( $l_d$ )             | m      | 5,5       |
| Dose du chlore ( $D_d$ )      | Kg/j   | 77,4      |
| Nombre de chicane             | U      | 11        |
| Largeur de chicane            | m      | 5,5       |
| Longueur de chicane           | m      | 1         |

## 4.8. Traitement des boues

Les résidus d'épuration ne peuvent être abandonnés dans le milieu naturel sans traitement vu leur nocivité. Il est donc nécessaire de traitée avant de les déposés en décharge ou autrement.

### 4.8.1. Epaissement

L'épaississement consiste à séparer par gravité (décantation ou flottation), l'eau interstitielle des particules de boues. Le but de l'épaississeur est de rendre les boues plus concentrées tout en réduisant leur volume. Nous adopterons comme ouvrage d'épaississement par décantation naturelle. Le dimensionnement a été fait pour répondre aux besoins de la STEP à long terme (2038).

### 4.8.2. Dimensionnement

Surface de l'ouvrage : elle est donnée par la formule suivante :

$$S = \Delta X / C_s$$

avec :

$C_s$  : charge massique des boues est comprise entre 25 et 30 kg.MS/ m<sup>2</sup>.j

$\Delta X$  : quantité de boues produites par jour= 744 kg/jour

Pour:  $C_s = 30$  kg.MS/ m<sup>2</sup>.j on a  $S1 = 24,8$  m<sup>2</sup>

$C_s = 25$  kg.MS/ m<sup>2</sup>.j on a  $S2 = 29,8$  m<sup>2</sup>

On choisira alors une surface de l'épaisseur égale à **29,8 m<sup>2</sup>**

L'ouvrage présentera une géométrie cylindro-conique ayant les dimensions suivantes :

Surface = **29,8 m<sup>2</sup>**

➤ **Calcul du diamètre :**

Le diamètre de l'épaisseur se calcule par la formule suivante :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times S}{\pi}}$$

Application numérique :  $D = \sqrt{\frac{4 \times 29,8}{\pi}} = 6,2$  m, soit **6,5 m**

|                  |
|------------------|
| <b>D = 6,5 m</b> |
|------------------|

➤ **Calcul du volume :**

Pour une hauteur de **3 m**, le volume de l'épaisseur sera de :

$$V = S \times h$$

$$V = 29,8 \times 3 = 90 \text{ m}^3$$

L'épaisseur est cylindro-conique raclé, avec une pente de 20°.

➤ **Calcul de la Hauteur du cône**

$$h = \text{tg } \beta \times (D-d) / 2$$

Avec :

$$d = D / 10 = 6,5 / 10 = \mathbf{0,65 \text{ m}}$$

$$\beta = 20^\circ$$

$$h = \text{tg } 20 \times (6,5 - 0,65) / 2 = \mathbf{1 \text{ m}}$$

|                            |
|----------------------------|
| $\mathbf{h = 1 \text{ m}}$ |
|----------------------------|

➤ **Volume du cône :**

$$V = \pi h (D^2 + d^2 + Dd) / 12$$

$$V = 11 \text{ m}^3$$

Le volume total de l'épaisseur :

$$V_t = 90 + 11 = \mathbf{101 \text{ m}^3}$$

|                                  |
|----------------------------------|
| $\mathbf{V_t = 101 \text{ m}^3}$ |
|----------------------------------|

➤ **La concentration des boues à l'extraction**

La concentration des boues à l'extraction varie entre 25 à 30 kg/m<sup>3</sup>. On prendra la valeur 30 kg/ m<sup>3</sup>.

La quantité de boues à extraire sera de :

$$Q_b = 744 / 30 = 24,8 \text{ m}^3/\text{j} = 9050 \text{ m}^3/\text{an}$$

|   |
|---|
| $\mathbf{Q_b = 24,8 \text{ m}^3/\text{j} = 9050 \text{ m}^3/\text{an}}$ |
|---|

➤ **Le temps de séjour**

$$T_s = V_t / Q_b$$

Avec :

$Q_b$  : la quantité des boues à extraire en m<sup>3</sup>/j

$$T_s = 101 / 24,8 = 4 \text{ j}$$

|                              |
|------------------------------|
| $\mathbf{T_s = 4 \text{ j}}$ |
|------------------------------|

**Tableau 4.7 : Tableau récapitulatif des dimensions du l'épaisseur.**

| Désignation                                    | Unité          | Quantité |
|--|----------------|----------|
| <b>Partie cylindrique</b>                      | ---            | ---      |
| Nombre de décanteur                            | U              | 01       |
| Volume du l'épaisseur (V)                      | m <sup>3</sup> | 90       |
| Surface horizontale (S)                        | m <sup>2</sup> | 29,8     |
| Diamètre (D)                                   | m              | 6,5      |
| <b>Partie cylindro-conique</b>                 | ---            | ---      |
| Hauteur du cône                                | m              | 0,65     |
| Volume de la cône                              | m <sup>3</sup> | 11       |
| -----  | ----           | -----    |
| volume total de l'épaisseur                    | m <sup>3</sup> | 101      |
| Q <sub>b</sub> (quantité des boues à extraire) | m <sup>3</sup> | 24,8     |
| Temps de séjour                                | jour           | 4        |

#### 4.9. Déshydratation des boues (lit de séchage)

La déshydratation des boues peut être naturelle ou mécanique. Dans notre cas, vu la nature des boues résultantes du traitement biologique, nous adopterons une déshydratation naturelle sur lits de séchage.

La déshydratation sur lits de séchage s'effectue dans un premier temps par filtration gravitaire et de drainage jusqu'à une teneur en eau de 80%, ce phénomène cède ensuite la place à la dessiccation qui s'effectue par évaporation de l'eau en surface.

Les lits de séchage sont en général constitués de deux couches, l'une de sable se trouvant en dessus et l'autre en gravier située en dessous.

Les lits de séchage sont généralement mis en œuvre en disposant dans les bassins en béton, de couche de sables et de graviers.

Pour une bonne exploitation de lit de séchage, l'épaisseur des boues doit être comprise entre 15à40cm, et le fond du lit est équipé d'un drain qui permettra l'évacuation des eaux.

##### 4.9.1. Surface de lit de séchage

La surface de séchage dépend de la nature de la boue et les conditions climatiques, on admet que pour une boue fraîche, la surface minimale suivante rapportée à l'équivalent habitant qui est de l'ordre de 1m<sup>2</sup> pour 12 à 15 éq/hab.

Donc :

$$S_t = \frac{N}{EH}$$

avec :

S : surface totale du lit de séchage (m<sup>2</sup>);

N : nombre d'équivalent habitant égale à 32250 éq/hab

EH: représente l'équivalent habitant pour une surface minimale de 1m<sup>2</sup> ; elle est prise égale à 15éq/hab/m<sup>2</sup>

Où :

$$S = \frac{32250}{15} = 2150\text{m}^2$$

$$S = 2150\text{m}^2$$

La surface unitaire d'un lit de séchage est de 135 m<sup>2</sup>, ce qui permettra la facilité de l'exploitation et de l'entretien.

#### 4.9.2. Calcul du nombre de lit se séchage

$$N_L = \frac{S_t}{S_u}$$

avec :

S<sub>t</sub> : surface totale de lit de séchage (m<sup>2</sup>),

S<sub>u</sub> : surface unitaire d'un lit de séchage (m<sup>2</sup>),

N<sub>L</sub>: nombre de lit de séchage.

$$N_L = \frac{2150}{135} = 16 \text{ lits de séchages}$$

$$N_L = 16 \text{ lits de séchages}$$

Donc, nous proposons 16 lits de séchages ayant chacun les dimensions suivantes :

- une longueur L = 13,5m,
- une largeur l = 10m,
- une hauteur de H<sub>t</sub> = 0,8m.

Où :

H<sub>t</sub> : hauteur total du lit de séchage,

$$H_t = H_{GG} + H_{GF} + H_S + H_B$$

avec :

$H_{GG}$  : épaisseur de la couche gravier gros ; ( $H_{GG} = 0,175\text{m}$ ),

$H_{GF}$  : épaisseur de la couche gravier fin ; ( $H_{GF} = 0,075\text{m}$ ),

$H_S$  : épaisseur de la couche de sable, ( $H_S = 0,15\text{m}$ ),

$H_B$  : épaisseur des boues épandues ; ( $H_B = 0,40\text{m}$ ).

#### 4.9.3. Calcul du volume du lit de séchage ( $V_L$ )

$$V = S \cdot H_B$$

avec :

$V$  : volume du lit de séchage ( $\text{m}^3$ ),

$S$  : surface totale du lit de séchage ( $\text{m}^2$ ),

$H_S$  : épaisseur des boues épandue.

$$V = 2150 \times 0,4 = 860 \text{ m}^3$$

Les résultats du dimensionnement des ouvrages de traitement des boues sont groupés dans le tableau qui suit.

**Tableau4.8 : Tableau récapitulatif du dimensionnement des lits de séchage.**

| Désignation                               | Unités       | Quantités |
|---|--------------|-----------|
| Volume (V)                                | $\text{m}^3$ | 860       |
| Surface (S)                               | $\text{m}^2$ | 2150      |
| Nombre de lit de séchage                  | U            | 16        |
| Longueur (L)                              | m            | 13,5      |
| Largeur (l)                               | m            | 10        |
| Hauteur total du lit de séchage ( $H_t$ ) | m            | 0,80      |

## Introduction

Le béton, matériau réalisé par mélange de sable, de gravier, de ciment et d'eau.

Le béton armé est un matériau que l'on obtient en associant du béton et de l'acier.

Le béton sert à la construction d'un grand nombre d'ouvrage (fondation, dalle,...) ; pour améliorer la résistance du béton, on l'associe à du fer (ferraillage) pour obtenir un béton armé il est de masse volumique généralement prise égale à  $2500 \text{ Kg/m}^3$ .

Dans notre cas, nous utilisons le règlement du béton armé aux états limites à savoir le **BAEL91** complété en **1999**, et règlement parasismiques Algériennes **RPA 2003**, ainsi que **CBA93**.

Le règlement **BAEL** est basé sur les états limite définis ci-après.

### 5.1. Etat limites

Un état limite est un état dans lequel se retrouve une structure ou un élément de structure et tel que, s'il est dépassé dans le sens défavorable, cette structure ou cet élément ne répond plus aux fonctions pour lesquelles il est conçu. il existe deux états limites :

#### 5.1.1. Etat limite ultime (ELU)

Dans le cas d'une vérification à l'état limite ultime, on devra justifier :

- La résistance de tous les éléments de la construction.
- La stabilité de ces éléments.
- L'équilibre statique.

#### 5.1.2. État limite de service (ELS)

Les vérifications à effectuer dans le cas des états limite de service portent sur :

- La contrainte maximale de compression su béton.
- La fissuration du béton.
- La déformation des éléments.

## 5.2. Le béton

Le béton est un mélange d'agrégats (gravillon, sable), de liants (ciment) et d'eaux dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement.

Le dosage en ciment varie entre 300-400 Kg/m<sup>3</sup> de béton mis en œuvre, au dessous de 300 kg/m<sup>3</sup> les règles CBA93 ne sont plus applicables dans notre cas le dosage est pris de 400 kg/m<sup>3</sup>

### 5.2.1. Composition du béton

#### ➤ Ciment

Le teneur en ciment dépend de la résistance souhaitée, pour la majorité des ouvrages hydrauliques, le béton armé contient généralement 400 Kg/m<sup>3</sup> de ciment.

#### ➤ Granulats

Les granulats à utiliser sont des graviers issus des carrières, ou blocs de roche concassés, la taille de granulats est indiquée par deux chiffres ; la plus grande dimension des éléments et la plus petite. On va utiliser de graviers 5/15 et 15/25.

#### ➤ Sable

Les grains de sable sont de même origine que les granulats, ils ont un diamètre inférieur à 5mm. Cette roche sédimentaire doit être propre et sans argile.

#### ➤ Eau

L'eau doit être propre, si elle des chlorures, une réaction chimique aura lieu qui va modifier la prise du ciment, le béton perd alors ses qualités de résistance.

Le béton obtenu aura une masse volumique d'environ 2500 Kg/m<sup>3</sup>

### 5.2.2. Résistance du béton à la compression (Art2.1,2 2 du BAEL91 )

Pour l'établissement des projets, dans le cas courant, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à 28 jour, dit valeur caractéristique requise. Celle-ci notée  $f_{C28}$  est choisie a priori, compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permet de vérifier qu'elle est atteinte.

On prendre  $f_{c28}=25$  MPa

Lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge (en cour d'exécution) est inférieure à 28 jours, on se réfère à la résistance caractéristique  $f_{cj}$  obtenu au jour considéré.

On peut admettre que pour  $j \leq 28$  jours ; la résistance  $f_{cj}$  des bétons non traités thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

➤ pour  $j > 28$  jours

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

avec :

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression  $j^{\text{ème}}$

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression au 28<sup>ème</sup> jour.

### 5.2.3. Résistance du béton à la traction (Article 2.1.12 du BAEL91)

La résistance du béton à la traction à «j» jour note  $f_{tj}$  est donnée par relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

Pour notre cas  $f_{c28} = 25$  MPa  $\Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

### 5.2.4. Module de déformation longitudinale

Pour une durée d'application d'une charge instantanée  $\leq 24$  heures, le module de déformation longitudinal instantané du béton est donné par :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$E_{ij} = 32164,195 \text{MPa}$$

Et pour une charge de longue durée le module de déformation longitudinal différé tiendra compte du fluage et est donné par la formule :

$$E_{vj} = \frac{1}{3} E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$E_{vj} = 10818,866 \text{MPa}$$

### 5.2.5. Module de déformation transversale du béton

D'après la règle (Art .A.2.1.3/BAEL91modifié99), le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Avec :

E : Module de Young (module d'élasticité)

$\nu$  : Coefficient de poisson.

$\nu = 0$  pour le calcul de sollicitations à l'ELU et à l'ELS.

$\nu = 0,2$  Pour le calcul des déformations à l'ELS (béton non fissuré).

### 5.2.6. Les contraintes limites de calcul

Un état limite est une situation au-delà de laquelle une structure à un élément ou un ensemble d'éléments n'assure plus la fonction pour laquelle il est conçu, on distingue deux catégories d'état limites :

### 5.2.7. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U)

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants à ces états sont :

La rupture locale ou globale, ou bien la perte d'équilibre de forme.

La contrainte correspond à l'état limite ultime s'écrit :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité ;

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \quad \text{cas des situations durables ou transitoires ;} \\ \gamma_b = 1,15 \quad \text{cas des situations accidentelles ;} \end{array} \right.$$

$f_{c28}$  : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28 jours ;

$\theta$  : Coefficient d'application des actions considérées ;

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \quad \text{si la durée d'application des actions est supérieure à 24h (T > 24h).} \\ \theta = 0,9 \quad \text{si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h (1h < T < 24h).} \\ \theta = 0,85 \quad \text{si la durée d'application des actions est inférieure à 1h (T < 1h).} \end{array} \right.$$

Pour des situations durables :  $\gamma_b = 1,5$

|          |              |
|----------|--------------|
|          | $\theta = 1$ |
| $f_{bu}$ | 14,20        |

Pour des situations accidentelles :  $\gamma_b = 1,15$

|          | $\theta = 1$ | $\theta = 0,9$ | $\theta = 0,85$ |
|----------|--------------|----------------|-----------------|
| $f_{bu}$ | 18,48        | 20,53          | 21,74           |

### 5.2.8. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa on trouve } \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Pour la vérification il faut que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

### 5.2.9. Contrainte limite de cisaillement (Art : A5.1, 21 BAEL)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} ;$$

Avec :

$V_u$  : effort tranchant dans la section étudiée.

$b$  : largeur de la section cisailée.

$d$  : hauteur utile

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\}, \text{ pour une fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\}, \text{ pour une fissuration préjudiciable ou très Préjudiciable}$$

### 5.2.10. Diagramme contraintes-déformations de calcul du béton en compression

- à l'état limite ultime (ELU)

Pour la vérification à l'état limite, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel non linéaire dit «parabole-rectangle»

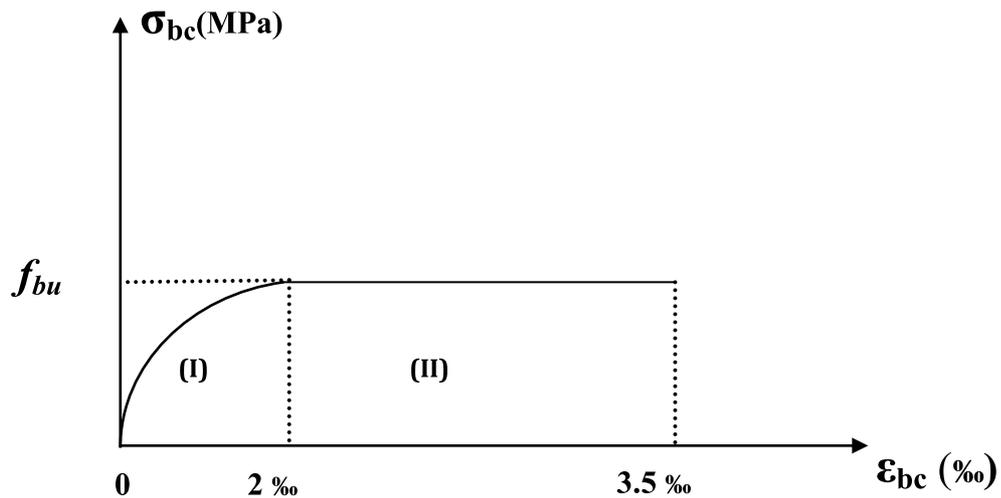


Figure 5.1 : Diagramme contrainte déformation du béton

avec :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

(I) : Etat élastique.

(II) : Etat plastique.

$\sigma_{bc}$  : Contrainte de calcul du béton en compression.

$f_{c28}$  : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28 jours.

$\epsilon_{bc}$  : déformation du béton en compression.

Pour  $\epsilon_{bc} < 2\text{‰}$  la loi de Hooke est applicable :  $\sigma_{bc} = E_b \cdot \epsilon_{bc}$

avec :

$E_b$  : Module de Young (Module d'élasticité).

- à l'état limite de service (ELS) :

La déformation dans le béton à l'ELS est considérée comme linéaire et élastique, son diagramme est donné par la figure suivante :

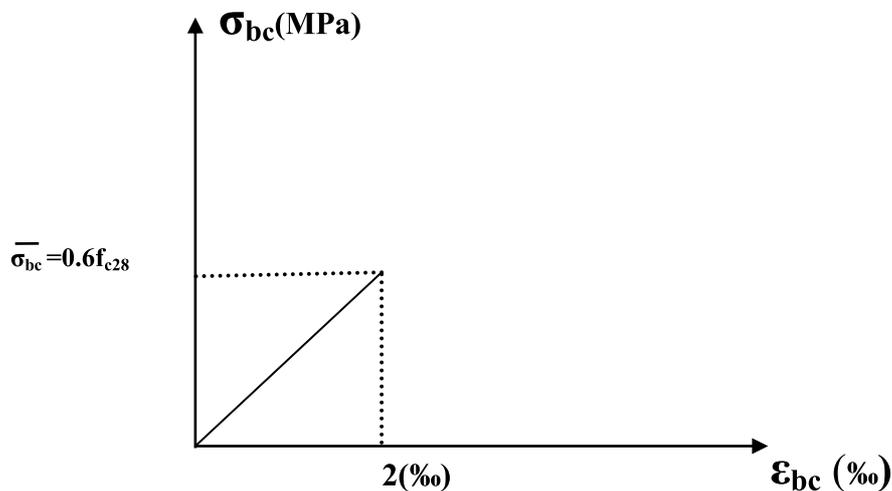


Figure 5.2 : Diagramme de contrainte à l'ELS

### 5.3. ACIERS

Fer combiné avec du carbone en faible pourcentage et acquérant par la trempe un degré plus ou moins grand de dureté, L'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression, la solution du problème de non résistance du béton à la traction est d'intégrer dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

#### 5.3.1. Limite d'élasticité

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité ( $f_e$ ) cette valeur est donnée selon le BAEL99 dans le tableau suivant :

Tableau 5-1: Caractéristiques des Aciers

| Type                    | Désignation                | Limite élastique (Mpa) | Emploi   |
|-------------------------|----------------------------|------------------------|--|
| Rond Lisse              | FeE22<br>FeE24             | 215<br>235             | -Emploi courant<br>-Epingle de levage des pièce<br>-prefabricant |
| Barre à haute adhérence | FeE40                      | 400                    | -Emploi courant  |
| Fils tréfilés lisse     | $\varnothing > 6\text{mm}$ | 500                    | -treillis soudés uniquement emploi courant.                      |

Dans notre cas on utilise :

Des aciers de haute adhérence (HA) de nuance FeE40, caractérisés par leur limite élastique  $f_e = 400$  MPa

Le diagramme contrainte déformation à considérer dans le calcul à l'ELU est défini conventionnellement comme suit :

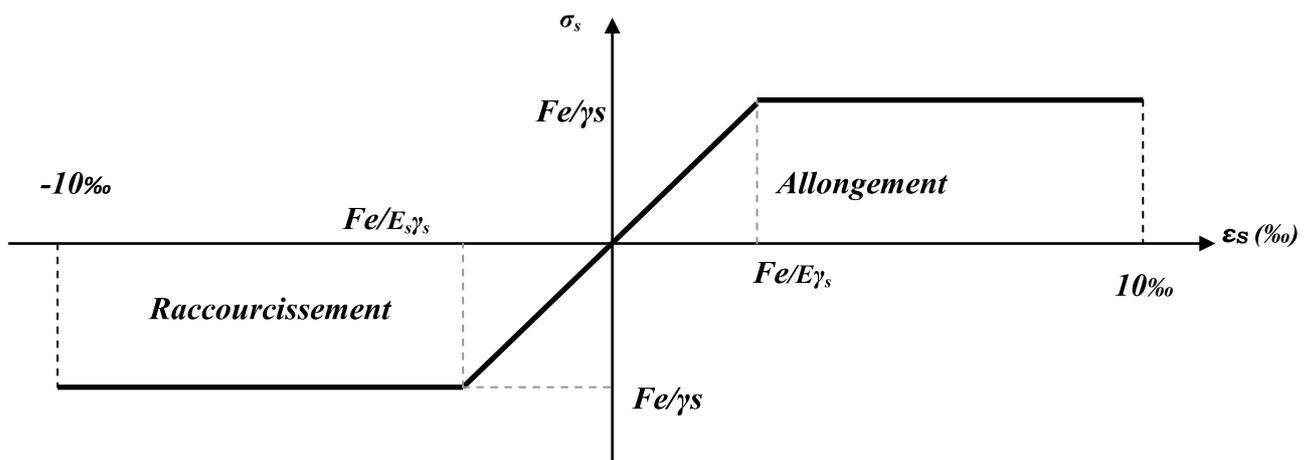


Figure 5.3 : Diagramme (contraintes- déformation) de l'acier

Le module d'élasticité « $E_s$ » est défini par la pente de la droite passant par l'origine et est pris égale à  $E_s = 2.10^5$  MPa.

• **A L'ELU :**

$\sigma_s$  : Contrainte de l'Acier.

La contrainte limite de l'acier adoptée est la suivante :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,5 & \text{..... Situation durable ou transitoire (SDT)} \\ 1,15 & \text{..... Situation accidentelle (SA)} \end{cases}$$

• **A L'ELS**

Elle dépend de l'état de fissuration :

- Fissuration peu nuisible : la contrainte n'est soumise à aucune limitation (pas de vérification).
- Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \min [2/3 f_c, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} ] .$$

- Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = 0,8 \min [2/3 f_c, \max (2/3 f_c, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} )$$

Avec :

$\eta$  est le coefficient de fissuration.

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 ; \text{ pour les ronds lisses et treillis soudés} \\ \eta = 1,6 ; \text{ pour les aciers à haute adhérence } \varnothing \geq 6 \text{ mm.} \\ \eta = 1,3 ; \text{ pour les aciers à haute adhérence } \varnothing < 6 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

D'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \text{ ..... en PRN} \\ \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \text{ ..... en FP} \\ \bar{\sigma}_s = 161,30 \text{ MPa} \text{ ..... en FTP} \end{array} \right.$$

### 5.3.2. Les sollicitations

Ce sont les efforts normaux ou tranchants et les moments de flexions ou de torsions. Les sollicitations sont généralement calculées par les méthodes de **RDM** et à partir de certaines combinaisons d'actions.

#### 5.3.2.1. Combinaison de calcul à l'ELU

##### ❖ Situation durable ou transitoire (SDT) :

Ce sont des situations où sont appliquées seulement les actions permanentes et les actions variables, elles sont déterminées par les combinaisons suivantes :

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum_{i>1}^n 1,3 \Psi_{0i} Q_i$$

##### ❖ Situation accidentelle (SA) :

Ce sont les actions accidentelles (séisme, choc...etc.) qui viennent s'ajouter aux actions permanentes et les actions variables. Elles sont données par la combinaison suivante :

$$G_{\max} + G_{\min} + FA + \Psi_{11} Q_1 + \sum_{i>1}^n \Psi_{2i} Q_i$$

#### 5.3.2.2. Combinaison de calcul à l'ELS

Dans le cas général, la combinaison d'actions est donnée par :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum_{i>1}^n \Psi_{0i} Q_i$$

Avec :

**FA** : Valeur nominale de l'action accidentelle (action de base)

**G<sub>max</sub>** : l'ensemble des actions permanentes déformables

**G<sub>min</sub>** : l'ensemble des actions permanentes favorables

**Q<sub>1</sub>** : action variable de base

**Q<sub>i</sub>** : action variable d'accompagnement

$\Psi_{11}$  : coefficient de valeur fréquente d'une action variable

$\Psi_{2i}$  : coefficient de valeur quasi-permanente d'une action variable (donnée par le R.P.A)

$\Psi_{0i}$  ;  $\Psi_{11}$  ;  $\Psi_{2i}$  : définis dans l'annexe de **BAEL91**

$\Psi_{0i}$  : coefficient de pondération dépend de  $Q_1$  et  $Q_i$

$\gamma_{Q1}$ : coefficient d'action de base.

$$\gamma_{Q1} = 1.35 \begin{cases} 1.50 & \text{Dans le cas général} \\ \text{Dans le cas de température} \\ 1.20 & \text{Dans le cas du vent} \end{cases}$$

#### 5.4. Ferrailage minimum $A_{\min}$

a) **Traction simple : (Condition de non fragilité)**

$$A_{\min} \geq B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$B$  : section du béton

b) **Compression simple :**

$$A_{\min} = \max\left(4U, \frac{2B}{1000}\right) \text{ cm}^2$$

$U$  : périmètre de la section du béton exprimé en "**m**".

$$4U(\text{cm}^2) = 4 (\text{cm}^2/\text{m}) \cdot U(\text{m}) \quad [(4 \text{ cm}^2) \text{ d'acier par mètre de pourtour}].$$

c) **Flexion simple :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$b_0$  : largeur de la section du béton en "**cm**".

$d$  : distance entre le centre de gravité des aciers tendues et fibre du béton la plus comprimée.

**d) Flexion composée :**✓ **N compression :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \left( \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d} \right)$$

✓ **N traction :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \left( \frac{e + 0,45d}{e + 0,185d} \right)$$

Avec:

$e$  : L'excentricité maximale.

On doit vérifier que:  $A_s \geq A_{\min}$

$A_s$ : étant la section d'acier déterminée

**5.5. Actions – sollicitations**

On distingue trois types d'actions :

- ✓ **Action permanentes** : notées **G** dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps: le poids propre, les revêtements...
- ✓ **Actions variables** : notées **Q** dont l'intensité varie d'une manière importante dans le temps .On distingue:
  - surcharges d'exploitation.
  - surcharges climatiques : neige, vent, effets de la température.
  - influence du retrait et du fluage.
- ✓ **Actions accidentelles**: ce sont des actions rares et de courte durée tel que : le séisme, les explosions, les incendies...

**5.6. Hypothèses de calcul**

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

### 5.6.1. État limite ultime (ELU)

Les sections planes restent planes après déformation (Hypothèse de BERNOUILLI).

Il n'y a pas de glissement entre le béton et les armatures.

Le béton tendu est négligé dans le calcul de résistance, à cause de sa faible résistance en traction.

Le raccourcissement unitaire du béton est limité à  $\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$  en flexion simple ou composée et à  $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$  dans le cas de compression simple

L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10 ‰.

Autre dispositions et hypothèses :

- l'enrobage de l'armature est de 5 cm (fissuration très préjudiciable).
- Les aciers sont calculés en tenant compte de reprise de bétonnage.
- L'application des combinaisons est considérée pour des durées supérieures à 24 h
- Plus de la moitié des charges sont considérées comme appliquées avant 90 jours.

### 5.6.2. Etat limite de service (ELS)

A l'état limite de service, les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

Conservation des sections planes.

Par convention, le coefficient d'équivalence est :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

La résistance du béton à la traction est négligeable.

Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

# Chapitre VI

## Descentes des charges

**Introduction :**

La deuxième partie de notre PFE consiste à l'étude génie civil du clarificateur.

L'ouvrage se présente comme un réservoir circulaire semi-enterré d'une capacité totale de  $517,67 \text{ m}^3$

**VI.1. pré-dimensionnement des éléments****a) Epaisseur du radier**

L'épaisseur du radier est déterminée par la condition de la flèche suivante :

$$e = R/25$$

$$R = 7,55 \text{ m}$$

$$e = 7.55/25 = 0.30$$

On opte pour : **e = 30 cm**

**b) Epaisseur des voiles :**

L'épaisseur des voiles est déterminée par l'expression suivante :

$$e \geq h_{\max}/20$$

$$\text{Avec } h_{\max} = 5.45 \text{ m}$$

$$e = 4 / 20 = 0.2 \text{ m}$$

On opte pour une épaisseur : **e = 30 cm**

**VI.2. Caractéristiques du réservoir :**

- Hauteur total de l'ouvrage..... 5, 75 m
- Forme géométrique..... cylindro-conique (semi enterre)
- Hauteur d'ancrage..... 5, 18 m
- Capacité..... 517,67 m<sup>3</sup>
- Hauteur utile de l'eau..... 4.47 m
- Diamètre extérieur du réservoir..... 15,10 m
- Diamètre intérieur du réservoir .....14.5 m

**VI.3. Description du réservoir**

Le réservoir à étudier est composé :

- Un radier circulaire
- Un voile circulaire délimitant la cuve
- Des poteaux circulaires ancrés dans des demi-voiles
- Une dalle pleine circulaire

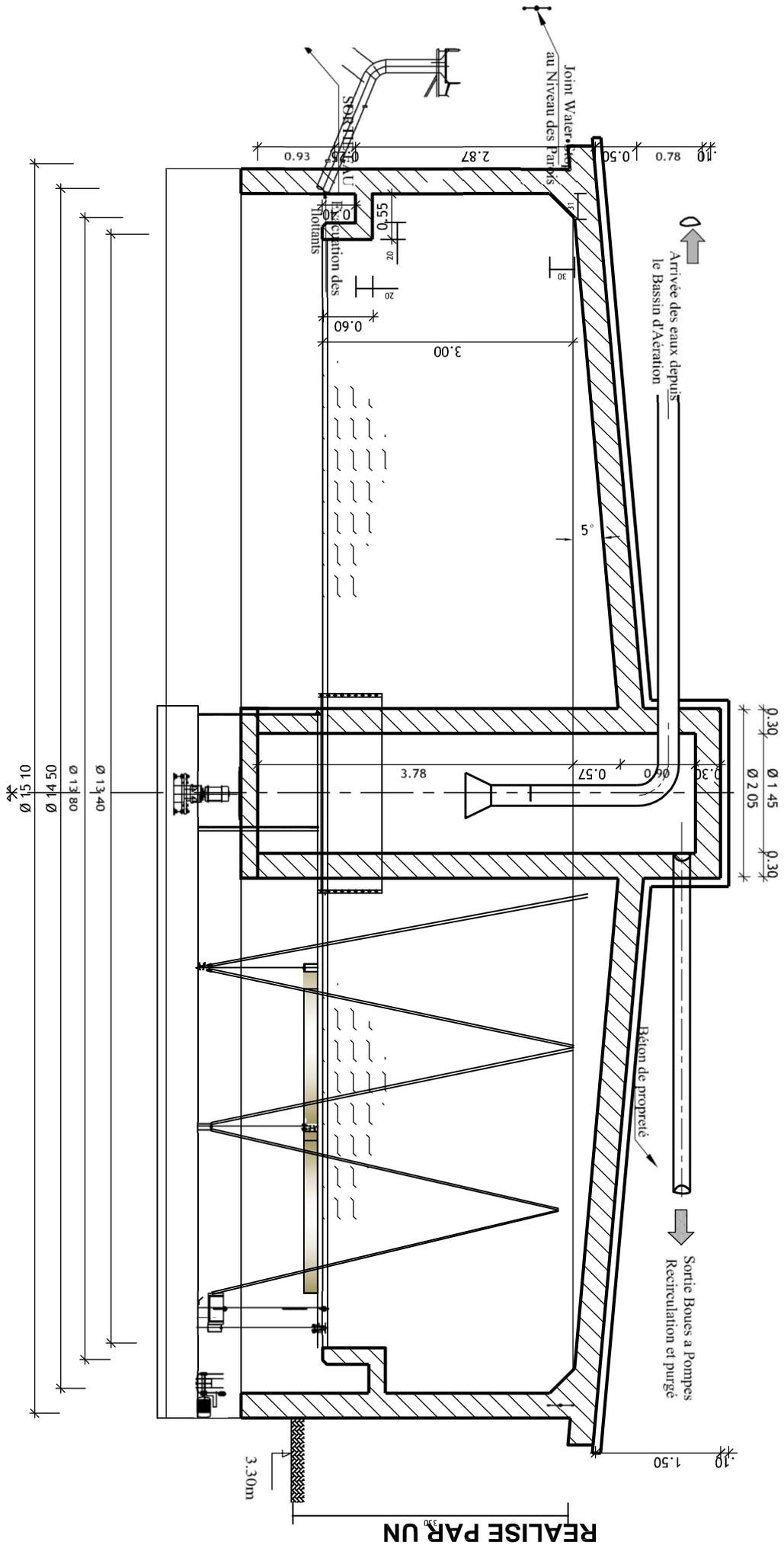


Schéma du clarificateur

**VI.4. Les charges permanentes :**

**VI.4.1. La jupe centrale :** c'est une dalle circulaire reposant sur 4 poteaux circulaires ancrés dans un voile

**a) Le poids de la dalle circulaire :  $P_{dalle}$** 

Diamètre  $D = 2,05\text{m}$

Epaisseur  $e = 0,2\text{m}$

Densité du béton  $\gamma = 2,5\text{t/m}^3$

$$P_{dalle} = (\pi \times D^2 / 4) \times e \times \gamma = \pi \times (2,05^2 / 4) \times 0,2 \times 2,5 = 1,65 \text{ t}$$

$$\mathbf{P_{dal} = 1,65 \text{ t}}$$

**b) poids des poteaux :  $P_{POT}$** 

Nombre de poteaux  $n=04$

Diamètre  $D= 0,3\text{m}$

Hauteur  $h = 4,33\text{m}$

$$P_{POT} = n \times (\pi \times D^2 / 4) \times h \times \gamma = 3,06\text{t}$$

$$\mathbf{P_{POT} = 3,06\text{t}}$$

**c) Poids de petit voile circulaire de la jupe :  $P_{pv}$** 

Diamètre extérieure =  $2,05 \text{ m}$

Diamètre intérieure =  $1,45 \text{ m}$

Hauteur  $H = 0.62\text{m}$

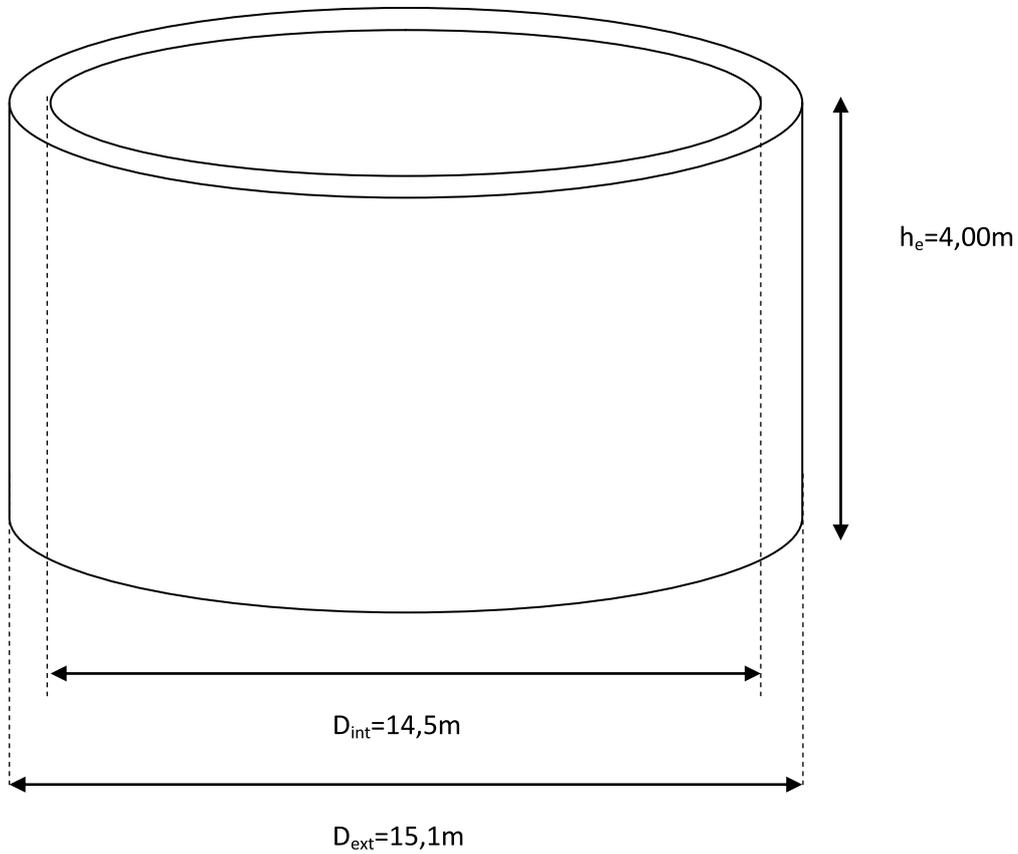
$$P_{pv} = (\pi / 4) \times (D_{ext}^2 - D_{int}^2) \times H \times \gamma = 2,56\text{t}$$

$$\mathbf{P_{pv} = 2,56\text{t}}$$

**VI.4.2. Poids de voile périphérique (paroi du réservoir) :  $P_P$**

$$P_P = P_{\text{paroi}} + P_{\text{goulotte}}$$

a) **Poids de la paroi** :  $P_{\text{paroi}}$



Diamètre extérieure = 15,10 m

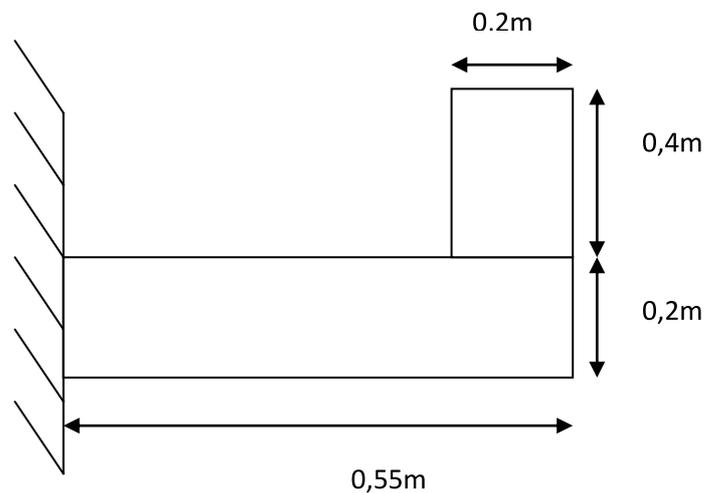
Diamètre intérieure = 14,5 m

Hauteur  $H = 4$  m

$$P_{\text{paroi}} = (\pi / 4) \times (D_{\text{ext}}^2 - D_{\text{int}}^2) \times H \times \gamma = 140 \text{ t}$$

$$\mathbf{P_{\text{paroi}} = 140 \text{ t}}$$

a) **Poids de la goulotte** :  $P_{\text{goulotte}}$



$$P_{\text{goulotte}} = P_1 + P_2$$

Avec :

$$\triangleright P_1 = (\pi/4) \times (D_{\text{ext}}^2 - D_{\text{int}}^2) \times e \times \gamma$$

$$D_{\text{ext}} = 14,5 \text{ m}$$

$$D_{\text{int}} = 13,4 \text{ m}$$

$$e = 0,2 \text{ m}$$

$$P_1 = (\pi/4) \times (D_{\text{ext}}^2 - D_{\text{int}}^2) \times e \times \gamma = 12,05 \text{ t}$$

$$P_1 = 12,05 \text{ t}$$

$$\triangleright P_2 = (\pi/4) \times (D_{\text{ext}}^2 - D_{\text{int}}^2) \times e \times \gamma$$

$$D_{\text{ext}} = 13,8 \text{ m}$$

$$D_{\text{int}} = 13,4 \text{ m}$$

$$e = 0,4 \text{ m}$$

$$P_2 = (\pi/4) \times (D_{\text{ext}}^2 - D_{\text{int}}^2) \times e \times \gamma = 8,55 \text{ t}$$

$$P_2 = 8,55 \text{ t}$$

Donc :

$$P_{\text{goulotte}} = P_1 + P_2 = 12,05 + 8,55 = 20,6 \text{ t}$$

$$P_{\text{goulotte}} = 20,6 \text{ t}$$

$$P_P = P_{\text{paroi}} + P_{\text{goulotte}} = 20,6 + 140 = 160,6 \text{ t}$$

$$P_P = 160,6 \text{ t}$$

#### VI.4.3. Poids de radier : $P_{\text{radier}}$

$$P_{\text{radier}} = \pi \times (D^2/4) \times e \times \gamma$$

$$\text{Diamètre } D = 15,7 \text{ m}$$

$$\text{Epaisseur } e = 0,3 \text{ m}$$

$$\text{Densité du béton } \gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$$

$$P_{\text{radier}} = \pi \times (15,7^2/4) \times 0,3 \times 2,5 = 145,2$$

$$P_{\text{radier}} = 145,2\text{t}$$

#### VI.4.4. Poids de gousset :

Diamètre extérieure :  $D_{\text{ext}} = 14,5$

Diamètre intérieure :  $D_{\text{int}} = 13,9$

Hauteur du gousset :  $h_g = 0,3$

$$P_{\text{gousset}} = (1/2) \times (\pi/4) \times (D_{\text{ext}}^2 - D_{\text{int}}^2) \times h_g \times \gamma = 5 \text{ t}$$

$$P_{\text{gousset}} = 5\text{t}$$

#### VI.5. Le poids total de notre ouvrage vide :

$$P_T = P_{\text{dalle}} + P_{\text{radier}} + P_{\text{paroi}} + P_{\text{gousset}} + P_{\text{POT}} + P_{\text{pv}}$$

$$P_T = 1,65 + 3,06 + 2,56 + 160,6 + 5 + 14,2 = 312,46\text{t}$$

$$P_T = 318,07\text{t}$$

#### VI.6. Poids de l'eau :

$$P_{\text{eau}} = V \times \gamma_w$$

Avec :

$V$  : volume du clarificateur =  $517,67 \text{ m}^3$  ( $V$  est calculé dans la partie hydraulique)

$\gamma_w$  = poids volumique des eaux usées =  $1,1 \text{ t/m}^3$

$$P_{\text{eau}} = 517,67 \times 1,1 = 569,4\text{t}$$

$$P_{\text{eau}} = 569,4\text{t}$$

#### VI.7. Poids total (poids total de notre ouvrage vide + Poids de l'eau) :

$$P_{\text{TOT}} = 318,07 + 569,4 = 887,47 \text{ t}$$

$$P_{\text{TOT}} = 887,47 \text{ t}$$

**VI.8. Poids du béton de propreté :  $P_{\text{propreté}}$** 

$$P_p = \pi \times (D^2/4) \times e \times \gamma$$

Diamètre  $D=16\text{m}$

Epaisseur  $e = 0,1\text{m}$

Densité du béton  $\gamma=2,2\text{t/m}^3$  (d'après le DTR)

$$P_{\text{radier}} = \pi \times (16^2/4) \times 0,1 \times 2,2 = 44 \text{ t}$$

$$\mathbf{P_{\text{propreté}} = 44 \text{ t}}$$

## Introduction

Pour réaliser correctement une étude de fondation, il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance des lieux et de déterminer de façon précise les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

### 7.1. But de l'étude géotechnique

- Détermination de la nature de sol ainsi que ses caractéristiques géotechniques et géologiques.
- Déterminer l'agressivité du sol par rapport au béton afin de prévoir les mesures adéquates.
- Constater et prévoir les éventuels risques naturels (tassement, infiltration.....etc.).

### 7.2. Séismicité

La région de Ouadhias est classée en zone II<sub>a</sub>, de moyenne séismicité selon le RPA99 révisé en 2003

### 7.3. Travaux de reconnaissance

La campagne d'investigation in-situ a consisté en la réalisation de 20 (vingt) essais de pénétration dynamique, et (03) sondage carottés.

#### a- Essais de pénétration dynamique :

20 (vingt) essais de pénétration dynamique ont été exécutés sur le site d'implantation à l'intérieur des emprises des bâtiments, dans une optique d'estimer l'évolution de la résistance du sol en profondeur et fixer le toit de l'horizon dur.

Les pénétrogrammes dynamiques révèlent des valeurs de résistances sensiblement supérieures à 40 bars à partir de 2,00 m de profondeur et dépassant facilement les 100 bars à partir de 4,00 m de profondeurs, les allures des courbes dénotent des bonnes valeurs pour l'estimation de la capacité portante du sol

L'horizon dur matérialisé par l'enregistrement des refus se localise à partir de 4,00 m de profondeur.

La valeur minimale de  $R_d$  (résistance dynamique du sol) que l'on peut prendre en considération pour l'estimation de la contrainte admissible est de 60 bars à partir de 3,00 m de profondeur.

#### **b- Sondage :**

Les coupes lithologiques remontent à la surface, révèlent des dépôts épais de sables et graviers moyennement denses. (Site meuble).

- **Essais de laboratoire**

Des échantillons intacts ont été soumis à des essais physiques et chimiques au laboratoire pour déterminer :

- La densité sèche,
- La teneur en eau,
- Le degré de saturation,
- La cohésion,
- L'angle de frottement,
- La pression de consolidation,
- Le coefficient de tassement.

- **Analyses chimiques du sol**

Les analyses chimiques du sol, réalisées dans une optique de déterminer le degré d'agressivités du sol, les résultats obtenus dénotent une agressivité nulle d'où les fondations ne nécessitent aucune disposition particulière.

#### **7.4. Interprétation des résultats**

L'analyse des résultats obtenue a permis de déduire que le site réservé présente des caractéristiques favorables du point de vue portance.

A cet effet, la contrainte admissible du sol peut s'obtenir par la formule suivante :

$$\delta_{adm} = \frac{R_{dmin}}{20}$$

Selon SANGLERAT, la contrainte admissible du sol ( $\delta_{adm}$ ), déduite des essais de pénétration dynamique, est égale au vingtième de la valeur moyenne minimale de la résistance dynamique enregistrée par les essais :

D'où nous avons :

$$\delta_{adm} = \frac{R_{dmin}}{20} = 2,00 \text{ bars}$$

$$\delta_{adm} = 2,00 \text{ bars}$$

## Introduction

La paroi du réservoir est un voile, cylindrique semi enterré soumis simultanément à :

- ❖ La poussée hydrostatique du côté interne tendant à dilater la paroi dans le sens radial.
- ❖ La poussée des terres du côté externe par un effort de compression sur la paroi.
- ❖ Une traction au niveau des cerces provoquée par la pression hydrostatique.
- ❖ Une compression au niveau des cerces provoquée par la poussée des terres

### 8.1.1. Calcul de la paroi cylindrique sous l'effet hydrostatique

En Considérant que la cuve se calcule par bande de 1,00 m de hauteur, sous l'effet de la pression de l'eau agissant de l'intérieur du réservoir sur toute la hauteur. Chaque bande est soumise à une pression hydraulique

Dans notre cas, on divise la paroi en trois bandes ; chaque bande est soumise à une charge trapézoïdale, que l'on admet rectangulaire lors du calcul.

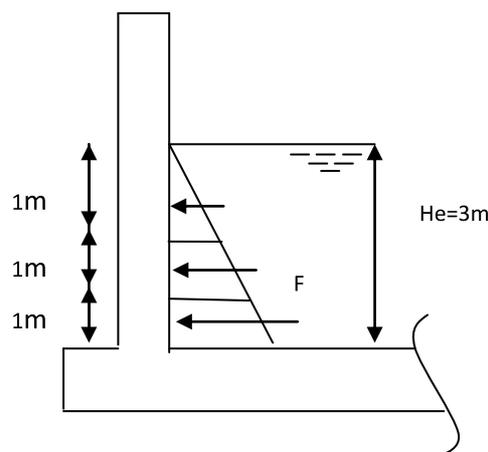


Figure 8.1: Poussée hydrostatique sur les parois.

#### 8.1.1.1. Calcul la Pression unitaire sur chaque bande de la paroi

$$q_i = \bar{w} \times h_i$$

$h_i$  : hauteur da la bande (i) considérée jusqu'au trop-plein

$\bar{w}$  : masse volumique de liquide =  $1100\text{ kg/m}^3$

La pression moyenne sur chaque zone (i) est donnée par la relation suivante :

$$Q_i = \frac{(q_i + q_{i+1})}{2}$$

Sous l'action des pressions hydrostatique  $Q_i$ , chaque bande (i) sera tendu avec un effort de traction  $T_i$  tel que :

$$\text{ELU} : T_{iu} = 1,5 \cdot Q_i \cdot D/2$$

$$\text{ELS} : T_{is} = Q_i \cdot D/2$$

Les applications numériques nous donnent les résultats résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau 8. 1 : pression agissant sur chaque bande**

| bande (i) | hi(m) | qi (kg/m <sup>2</sup> ) | Qi (kg/m <sup>2</sup> ) | Tu (kg/ml) | Ts (kg/ml) |
|-----------|-------|-------------------------|-------------------------|------------|------------|
| 1         | 3     | 3300                    | 2750                    | 29906      | 19938      |
| 2         | 2     | 2200                    | 1650                    | 17944      | 11963      |
| 3         | 1     | 1100                    | 550                     | 5981       | 3988       |

### 8.1.1.2. Calcul des armatures circulaire (cerces)

Les efforts de traction dans chaque bande seront absorbés par l'armature circulaire sous forme de cerces.

#### ➤ Etat limite ultime (ELU)

$$T_{iu} = 1,5 \times Q_i \times \frac{D_{int}}{2}$$

La section d'armatures correspondantes sera donc :

$$A = \frac{T_{iu}}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\text{Avec : } \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Les calculs faits se résument dans le tableau ci-dessous.

**Tableau 8.2 : Les armatures à l'état limite ultime (ELU)**

| bande (i) | hi(m) | qi (kg/m <sup>2</sup> ) | Qi (kg/m <sup>2</sup> ) | Tu (kg/ml) | Aiu (cm <sup>2</sup> ) |
|-----------|-------|-------------------------|-------------------------|------------|------------------------|
| 1         | 3     | 3300                    | 2750                    | 29906      | 8,60                   |
| 2         | 2     | 2200                    | 1650                    | 17944      | 5,16                   |
| 3         | 1     | 1100                    | 550                     | 5981       | 1,72                   |

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

$$T_{is} = Q_i \times \frac{D_{int}}{2}$$

$$A = \frac{T_{is}}{\bar{\sigma}_s}$$

La fissuration est très préjudiciable (F.T.P)

Avec :

$$\bar{\sigma}_s = 0,8 \min \left( \frac{2}{3} \times f_e ; \max \left( \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right) \right).$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa.}$$

$$n = 1,6 \text{ H.A}$$

$$\bar{\sigma}_s = 0,8 \min \left( \frac{2}{3} \times 400 ; \max \left( \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \right) = 161,30 \text{ MPa.}$$

**Tableau 8.3 : Les armatures à l'état limite de service (ELS)**

| bande (i) | hi(m) | qi (kg/m <sup>2</sup> ) | Qi (kg/m <sup>2</sup> ) | Ts (kg/ml) | Ais (cm <sup>2</sup> ) |
|-----------|-------|-------------------------|-------------------------|------------|------------------------|
| 1         | 3     | 3300                    | 2750                    | 19938      | 12,36                  |
| 2         | 2     | 2200                    | 1650                    | 11963      | 7,42                   |
| 3         | 1     | 1100                    | 550                     | 3988       | 2,47                   |

➤ **Vérification de la condition de non fragilité (CNF)**

$$A_{\min} = B \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$B = e \times ml$$

AN

$$: B = 0,3 \times 1 = 0,3 \text{ m}^2 = 3000 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 3000 \times \frac{2,1}{400} = 15,75 \text{ cm}^2.$$

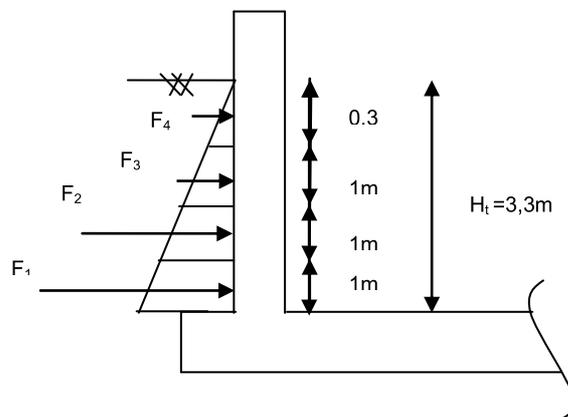
➤ **Choix des armatures :**

$$A_{\text{adopte}} = \text{Max} (A_{tu} ; A_{ts} ; A_{\text{CNF}}).$$

**Tableau 8.4 : Armatures circulaires (cerces) de chaque bande due à la poussée hydrostatique.**

| bande (i) | hi(m) | Aiu (cm <sup>2</sup> ) | Ais (cm <sup>2</sup> ) | CNF (cm <sup>2</sup> ) | A adopte (cm <sup>2</sup> ) | ferrailage |
|-----------|-------|------------------------|------------------------|------------------------|-----------------------------|------------|
| 1         | 3     | 8,60                   | 12,36                  | 15,75                  | 15,75                       | 14T 12     |
| 2         | 2     | 5,16                   | 7,42                   | 15,75                  | 15,75                       | 14 T 12    |
| 3         | 1     | 1,72                   | 2,47                   | 15,75                  | 15,75                       | 14 T 12    |

**8.1.2. Calcul de la paroi cylindrique sous la poussée des terres**



**Figure 8.2 : l'effet dû à la poussée des terres.**

### 8.1.2.1. Calcul la poussée des terres sur chaque bande de la paroi

$$q_i = K \cdot \gamma_{sol} \cdot h_i$$

Avec :

$$\gamma_{sol}: \text{ poids volumique du sol } \dots \dots \dots \gamma_{sol} = 1500 \text{ Kg/m}^3$$

$h_i$  : hauteur des terres

$$K : \text{ coefficient de poussée } : \dots \dots \dots K_a = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,48$$

$$\varphi : \text{ angle de frottement } \dots \dots \dots \varphi = 20,5^\circ$$

La poussée moyenne sur chaque bande

$$Q_i = \frac{(q_i + q_{i+1})}{2}$$

Sous l'action du poussée moyenne  $Q_i$  sera tendu avec l'effort de compression  $F_i$  tel que

$$F_{iu} = 1,5 \cdot Q_i \cdot D_{ext} / 2$$

$$F_{is} = Q_i \cdot D / 2$$

Avec :

$$D_{ext} = 15,1 \text{ m (c'est le diamètre extérieur de la paroi)}$$

Le tableau suivant résume les étapes du calcul

**Tableau 8.5 : poussée des terres agissant sur chaque bande**

| bande (i) | hi(m) | qi (kg/m <sup>2</sup> ) | Qi (kg/m <sup>2</sup> ) | Fu (kg/ml) | Fs (kg/ml) |
|-----------|-------|-------------------------|-------------------------|------------|------------|
| 1         | 3,3   | 2376                    | 2016                    | 22831      | 15221      |
| 2         | 2,3   | 1656                    | 1296                    | 14677      | 9785       |
| 3         | 1,3   | 936                     | 576                     | 6523       | 4349       |
| 4         | 0,3   | 216                     | 108                     | 1223       | 815        |

### 8.1.2.2. Calcul des armatures circulaire (cerces) :

Les efforts de compression dans chaque bande seront absorbés par l'armature circulaire sous forme de cerces.

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$F_{iu} = 1,5 \times Q_i \times \frac{D_{ext}}{2}$$

La section d'armatures correspondantes sera donc :

$$A = \frac{F_{iu}}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec :

$$\frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

Le tableau suivant résume les étapes du calcul

**Tableau 8.6 : Armature à l'ELU sous la poussée des terres**

| bande (i) | hi(m) | qi (kg/m <sup>2</sup> ) | Qi (kg/m <sup>2</sup> ) | Fu (kg/ml) | Aiu (cm <sup>2</sup> ) |
|-----------|-------|-------------------------|-------------------------|------------|------------------------|
| 1         | 3,3   | 2376                    | 2016                    | 22831      | 6,56                   |
| 2         | 2,3   | 1656                    | 1296                    | 14677      | 4,22                   |
| 3         | 1,3   | 936                     | 576                     | 6523       | 1,88                   |
| 4         | 0,3   | 216                     | 108                     | 1223       | 0,35                   |

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

$$F_{is} = Q_i \times \frac{D_{ext}}{2}$$

$$A = \frac{F_{is}}{\bar{\sigma}_s}$$

La fissuration est très préjudiciable (F.T.P)

Avec :

$$\bar{\sigma}_s = 0,8 \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; \max\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}}\right)\right).$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa.}$$

$$n = 1,6 \text{ H.A}$$

$$\bar{\sigma}_s = 0,8 \min \left( \frac{2}{3} \times 400 ; \max \left( \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \right) = 161,30 \text{ MPa.}$$

**Tableau 8.7 : Les armatures circulaire à L'ELS sous la poussée des terres.**

| bande (i) | hi(m) | qi (kg/m <sup>2</sup> ) | Qi (kg/m <sup>2</sup> ) | Fs (kg/ml) | Ais (cm <sup>2</sup> ) |
|-----------|-------|-------------------------|-------------------------|------------|------------------------|
| 1         | 3,3   | 2376                    | 2016                    | 15221      | 9,44                   |
| 2         | 2,3   | 1656                    | 1296                    | 9785       | 6,07                   |
| 3         | 1,3   | 936                     | 576                     | 4349       | 2,70                   |
| 4         | 0,3   | 216                     | 108                     | 815        | 0,51                   |

➤ **Vérification de la condition de non fragilité (CNF) :**

$$A_{\min} = B \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$B = e \times ml$$

AN :

$$B = 0,3 \times 1 = 0,3 \text{ m}^2 = 3000 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 3000 \times \frac{2,1}{400} = 15,75 \text{ cm}^2.$$

• **Choix des armatures :**

$$A_{\text{adopte}} = \text{Max} (A_{tu} ; A_{ts} ; A_{\text{CNF}}).$$

**Tableau 8.8 : Armatures circulaires (cerces) de chaque bande due à la poussée des terres.**

| bande (i) | hi (m) | Aiu (cm <sup>2</sup> ) | Ais (cm <sup>2</sup> ) | CNF (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> ) | ferrailage |
|-----------|--------|------------------------|------------------------|------------------------|---------------------------------------|------------|
| 1         | 3,3    | 6,56                   | 9,44                   | 15,75                  | 15,75                                 | 14T12      |
| 2         | 2,3    | 4,22                   | 6,07                   | 15,75                  | 15,75                                 | 14T12      |
| 3         | 1,3    | 1,88                   | 2,70                   | 15,75                  | 15,75                                 | 14T12      |
| 4         | 0,3    | 0,35                   | 0,51                   | 15,75                  | 15,75                                 | 14T12      |

### 8.1.3. Calcul du moment à l'encastrement paroi radié

Pour calculer le moment à l'encastrement on a recours à la méthode de « **HANGAN SOARE** » exposée dans l'ouvrage de **GUERRIN (tome 6)** qui considère l'encastrement comme étant élastique.

On définit les paramètres de calcul :

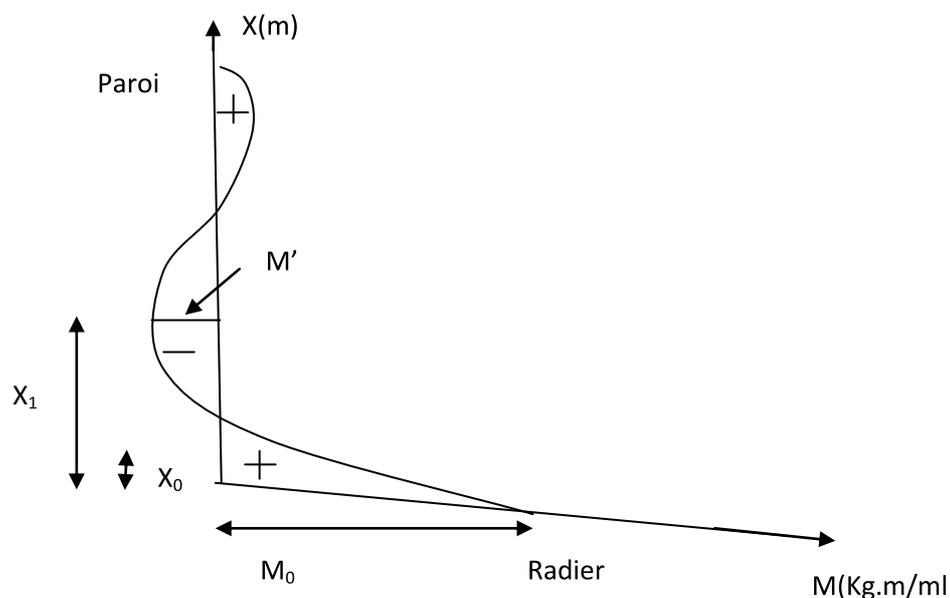
- Hauteur d'eau :  $H_e=3,00\text{m}$
- Epaisseur de paroi :  $e=0,30\text{ m}$
- Epaisseur de radie :  $e'=0,30\text{ m}$
- Diamètre interne de la paroi :  $D=14,5\text{m}$
- $\mu$  : coefficient de poisson, ( $\mu=0$  à ELU et  $0,2$  à ELS).

### Diagramme des moments :

La méthode utilisée pour déterminer la variation du moment le long de la paroi est celle de

« HANGAN –SOARE ».

La figure ci-après illustre la variation du moment en fonction de la profondeur.



**Figure 8.3 : Diagramme de (HANGAN- SAORE).**

Avec :

$M_0$  : moment à l'encastrement  $M_0 = K \cdot \bar{w} \cdot H_e^3$

$X_0$  : abscisse du moment de flexion nul  $X_0 = k_0 \cdot H_e$

$M'$  : moment de flexion négatif maximal  $M' = -K' \cdot \bar{w} \cdot H_e^3$

$X_1$  : abscisse du moment de flexion négatif maximal  $X_1 = k_1 \cdot H_e$

Le moment à l'encastrement est donné par l'équation suivante :

$$M_0 = K \cdot \bar{w} \cdot H_e^3$$

Tel que :

$M_0$  : moment à l'encastrement

$H_e$  : hauteur d'eau = 3m

$K$  : coefficient donnée par l'équation suivante :

$$\left(\frac{e_p}{e_r}\right)^3 \cdot K^2/3 + \frac{3K}{2} - \beta h - \frac{3}{4(\beta h)^2} \times \left(1 - \frac{1}{\beta h}\right) = 0$$

Avec :

$e_p$  : épaisseur de la paroi.

$e_r$  : épaisseur du radier.

Pour un encastrement parfait la paroi dans le radier en théorie  $e_r \Rightarrow \infty$

D'où

$$K = \frac{1}{2(\beta h)^2} \times \left(1 - \frac{1}{\beta h}\right) \dots \dots \dots (\star)$$

Où :

$$\beta = \frac{\sqrt[4]{3(1-\mu^2)}}{\sqrt{\frac{D}{2}} \times e_p}$$

### 8.1.3.1. Calcul de l'abscisse $X_0$ où le moment de flexion est nul

$$X_0 = K_0 \cdot h$$

Avec :

$$K_0 = \frac{\arctg |2K(\beta h)^2|}{\beta h} \dots \dots \dots (\star \star)$$

**8.1.3.2. Calcul de l'abscisse  $X_1$  du moment de flexion maximal**

$$X_1 = K_1 \cdot h$$

Avec :

$$K_1 = \frac{\pi}{4\beta h} + K_0$$

**8.1.3.3. Calcul du moment négatif maximal  $M'$** 

$$M' = -K' \cdot \rho_e \cdot h^3$$

Avec :

$$K' = -K' e^{-\beta X_1} \times \frac{\cos \beta X_1 - \sin \beta X_1}{2K(\beta h)^2}$$

Applications numériques :

Les applications numériques nous donnent :

➤ **Etat limite ultime :**

$$\mu = 0$$

$$\beta = 0,892$$

D'où :

$$\beta h = 2,68 \text{ m}$$

On remplace dans l'équation (\*), nous aurons  $K = 0,0437$

Par suite :

Le moment de l'encastrement inférieur sous l'effet de l'eau

$$M_{0u} = 1298,1223 \text{ Kg.m/ml}$$

En remplaçant  $\beta h$  dans l'équation (\*\*), nous aurons :

$$K_0 = 0,2091.$$

Puis :

L'abscisse du moment de flexion nul est

$$X_0=0,6272 \text{ m.}$$

Par ailleurs nous aurons :

$$K_1=0,50$$

$$X_1=1,51 \text{ m.}$$

$$K'=0,0136$$

$$M'_u = -405,3226 \text{ Kg.m/ml}$$

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

$$\mu=0,2$$

$$\beta = 0,883$$

D'où :

$$\beta h = 2,68 \text{ m}$$

$$K = 0,0443$$

$$M_{0s} = 1316,9689 \text{ Kg.m/ml.}$$

$$K_0 = 2102$$

$$X_0 = 0,6305 \text{ m}$$

$$K_1 = 0,51$$

$$K' = 1,51$$

$$M'_s = -412,9595 \text{ Kg.m/ml.}$$

#### **8.1.4. Calcul des armatures verticales**

➤ **Etat limite ultime (ELU)**

✓ **Au bord du moment positif maximal :**

A l'encastrement (sur la face interne) sous le moment  $M_{0u}$ , la section de la paroi est donc soumise à la flexion simple

On a :

$$M_{0u} = 1298,1223 \text{ Kg.m}$$

$$f_{c23} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{t23} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c23} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

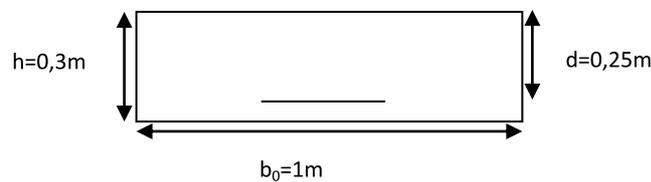


Figure 8.4 : Section de la paroi de longueur d'un mètre

$$\xi = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

L'application numérique nous donne :

$$\mu = 0,0147$$

$$\mu < \mu_{ab} = 0,186 \quad \text{pivot A} \quad A_s' = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0185$$

$$z = d (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,248$$

$$A_u = \frac{M_{0u}}{Z \cdot f_e / \gamma_s} = 1,5 \text{ cm}^2$$

✓ **Au bord du moment négatif maximal :**

La section est soumise à la flexion simple sous le moment  $M'$

$$M' = -405,3226 \text{ Kg.m/ml}$$

$$\mu = 0,0046$$

$$\mu < \mu_{ab} = 0,186 \quad \text{pivot A} \quad A_s' = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0057$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,25m$$

$$A_u = \frac{M'}{Z \cdot f_e / \gamma_s} = 0,47 \text{ cm}^2$$

➤ **Etat limite de service :**

✓ **Au bord du moment positif maximal :**

La section est soumise à la flexion simple sous le moment  $M_{0s}$

on a :

$$M_{0s} = 0,1316 \text{ MN.m/ml}$$

$$f_{c23} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{t23} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c23} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 0,8mi \left[ \frac{2}{3} f_e, \max \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n f_{t23}} \right) \right] = 161,30 \text{ MPa}; \quad \text{avec } (n = 1,6)$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{t23} = 15 \text{ MPa}$$

$$\alpha_r = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = 0,5824$$

$$\xi_r = \frac{\alpha_r}{2} \cdot \left( 1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) = 0,235$$

$$M_r = \xi_r \cdot b_0 \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_{bc} = 0,220 \text{ MN.m}$$

$$M_r > M_{0s} \quad A'_{sc} = 0$$

$$Z = d \cdot \left( 1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) = 0,20 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{0s}}{Z \cdot \bar{\sigma}_{st}} = 4,08 \text{ cm}^2$$

✓ **Au bord du moment négatif maximal :**

La section est soumise à la flexion simple sous le moment M'

$$\alpha_r = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = 0,5824$$

$$\xi_r = \frac{\alpha_r}{2} \cdot \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 0,235$$

$$M_r = \xi_r \cdot b_0 \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_{bc} = 0,220 \text{ MN.m}$$

Mr > M0s      A'sc=0

$$Z = d \cdot \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 0,20 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M'_s}{Z \cdot \bar{\sigma}_{st}} = 1,28 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité (C.N.F)**

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 3,302 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\text{adopte}} = \max(A_{ELU}; A_{ELS}; A_{CNF}).$$

**Tableau 8.9 : Les armatures verticales adopté sur chaque bord**

|                      | $A_{ELU} \text{ (cm}^2\text{)}$ | $A_{ELS} \text{ (cm}^2\text{)}$ | $A_{CNF} \text{ (cm}^2\text{)}$ | $A_{\text{adopte}} \text{ (cm}^2\text{)}$ | Ferrailage<br>(cm <sup>2</sup> ) |
|----------------------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---|----------------------------------|
| <b>Borde positif</b> | <b>1,5</b>                      | <b>4,08</b>                     | <b>3,02</b>                     | <b>4,08</b>                               | <b>4T12</b>                      |
| <b>Bords négatif</b> | <b>0,47</b>                     | <b>1,28</b>                     |                                 |   | <b>3,02</b>                      |

On opte pour les armatures verticales 4T12 disposées sur 2 nappes 2T12 +2T12

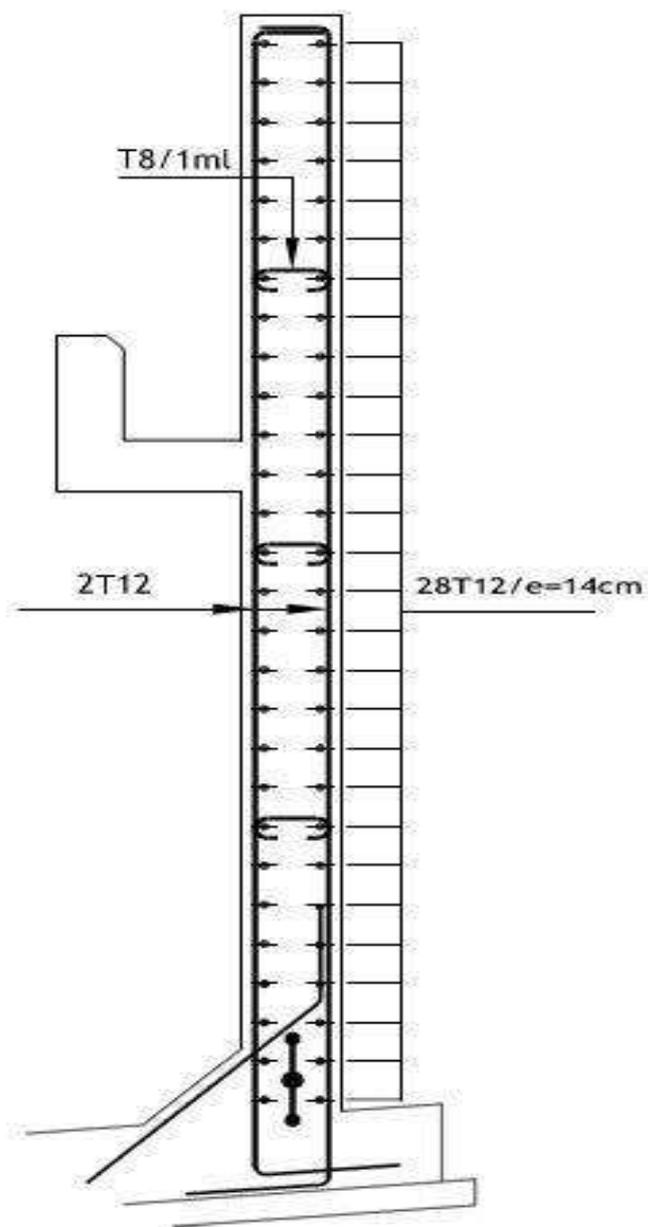


Figure 8.5 : Ferrailage de la paroi

## 8.2. Etude de la jupe centrale et la goulotte

### 8.2.1. La jupe centrale

#### Introduction

La jupe centrale est composée d'une dalle circulaire pleine qui repose sur quatre (4) poteaux

#### 8.2.1.1. Calcul de la dalle circulaire

Cette dalle est assimilée à une plaque circulaire d'un diamètre  $d = 2,05$  m et d'épaisseur  $e = 0,2$  m, soumise à un chargement uniformément réparti et appuyée simplement sur 4 poteaux circulaire de diamètre  $D = 0,30$  m

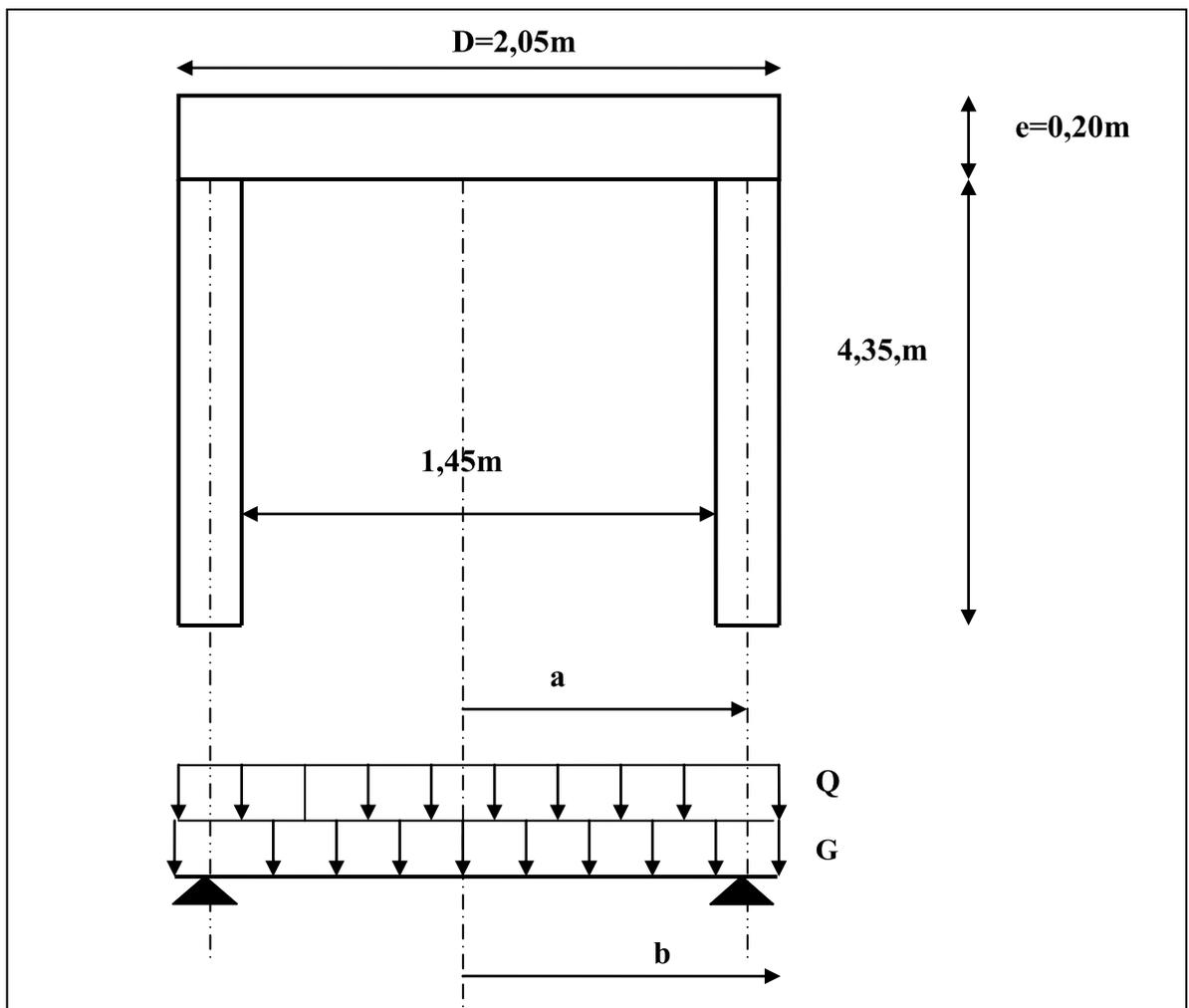


Figure 8.6. Schéma statique de la dalle circulaire

**a = 0,875m** : rayon jusqu'à l'appui.

**b = 1,025m** : rayon de la dalle circulaire.

#### 8.2.1.1.1. Calcul des charges

On considère une fissuration préjudiciable (**FP**)

La dalle est soumise à son poids propre **G**, et la charge d'exploitation **Q**.

$$P = \frac{\pi \times D^2 \times e \times \gamma_{\text{beton}}}{4}$$

$D=2,05\text{m}$

$e=0,2\text{m}$

$\gamma_{\text{beton}} = 2,5 \text{ t/m}^3$

$$P_{\text{dalle}} = \frac{\pi \times 2,05^2 \times 0,20 \times 2,5}{4} = 1,65 \text{ t}$$

$$G = \frac{P}{S} = 0,5 \text{ t/m}^2$$

Le poids de moteur (pont racleur)  $P_{\text{dalle}} = 2 \text{ t}$

$$Q = \frac{P_{\text{dalle}}}{S}$$

Charge d'exploitation **Q = 0,6 t/m<sup>2</sup>**

Combinaison des charges :

- À l'ELU :  $q_u = 1,35 G + 1,5Q \Rightarrow q_u = 1,575 \text{ t/m}^2$
- À l'ELS :  $q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 1,1 \text{ t/m}^2$

#### 8.2.1.1.2. Calcul des sollicitations

Nous utilisons les tables de **BARRES** pour le calcul des dalles et des parois qui nous donnent les expressions des moments fléchissant radiaux (**Mr**) et tangentiels (**Mt**) Par les formules suivantes :

$$\triangleright 0 \leq r \leq a:$$

•  $M_r$

$$M_t = \frac{pa^2}{16} \left[ 2(1-\mu) - (1-5\mu)\beta^2 - 4(1+\mu)\beta^2 \ln \beta - (1+3\mu)\rho^2 - 2(1-\mu) \frac{\beta^2}{\rho^2} + 4(1+\mu)\beta^2 \ln \rho \right]$$

•  $M_t = \frac{pa^2}{16} [(1+3\mu)(\beta^2 - \rho^2) + 2(1-\mu) - 4(1+\mu)\beta^2 \ln \beta]$

➤  $a \leq r \leq b$ :

•  $M_r = \frac{pa^2}{16} [(3+\mu)\beta^2 + 2(1-\mu) - 4(1+\mu)\beta^2 \ln \beta - (3+\mu)\rho^2 - 2(1-\mu) \frac{\beta^2}{\rho^2} + 4(1+\mu)\beta^2 \ln \rho]$

•  $M_t = \frac{pa^2}{16} [2(1-\mu) - (1-5\mu)\beta^2 - 4(1+\mu)\beta^2 \ln \beta - (1+3\mu)\rho^2 + 2(1-\mu) \frac{\beta^2}{\rho^2} + 4(1+\mu)\beta^2 \ln \rho]$

avec :

$\mu$  = coefficient de poisson égal à 0 pour le calcul des sollicitations à l'ELU et à L'ELS.

**D'où :**

➤  $0 \leq r \leq a$ :

•  $M_r = \frac{pa^2}{16} [(-3\rho^2 + \beta^2 + 2 - 4\beta^2 \ln \beta)]$

•  $M_t = \frac{pa^2}{16} [(\beta^2 - \rho^2 + 2 - 4\beta^2 \ln \beta)]$

➤  $a \leq r \leq b$ :

•  $M_r = \frac{pa^2}{16} [3\beta^2 + 2 - 4\beta^2 \ln \beta - 3\rho^2 - 2 \frac{\beta^2}{\rho^2} + 4\beta^2 \ln \rho]$

•  $M_t = \frac{pa^2}{16} [2 - \beta^2 - 4\beta^2 \ln \beta - \rho^2 + 2 \frac{\beta^2}{\rho^2} + 4\beta^2 \ln \rho]$

avec :

$\beta = b/a$  ;  $\rho = r/a$ .

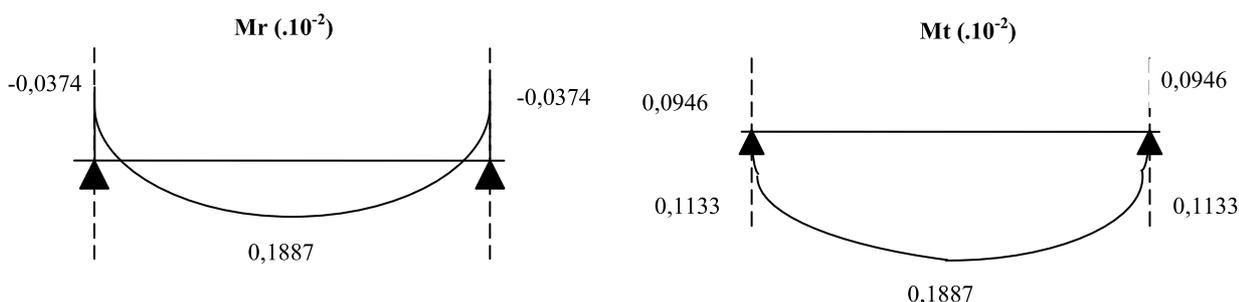
$a = 0,875 \text{ m}$  ;  $b = 1,025 \text{ m}$   $\Rightarrow$   $\beta = 1,171$

**Tableau 8.10 : Sollicitations dans la dalle circulaire**

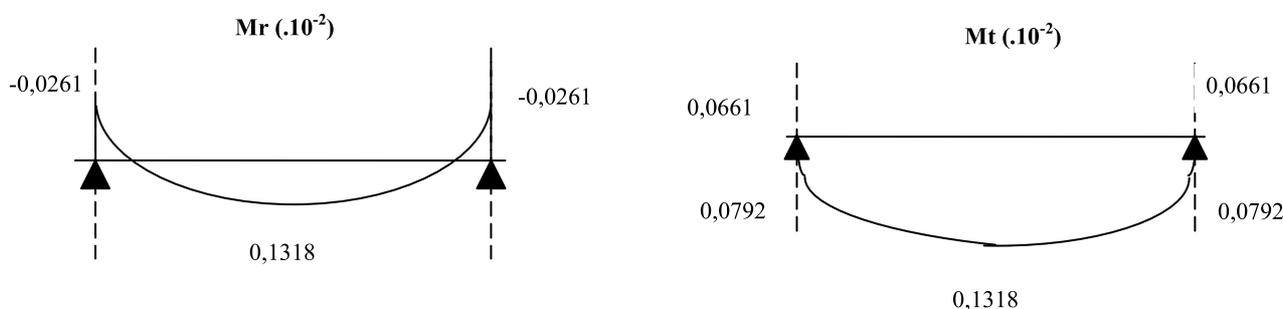
|          |            | <b>Mr (MN. m/ml)</b> |            | <b>Mt (MN. m/ml)</b> |            |
|----------|------------|----------------------|------------|----------------------|------------|
| <b>R</b> | $\rho=r/a$ | <b>ELU</b>           | <b>ELS</b> | <b>ELU</b>           | <b>ELS</b> |

|       |       |                         |                         |                        |                        |
|-------|-------|-------------------------|-------------------------|------------------------|------------------------|
| 0     | 0     | $0,1887 \cdot 10^{-2}$  | $0,1318 \cdot 10^{-2}$  | $0,1887 \cdot 10^{-2}$ | $0,1318 \cdot 10^{-2}$ |
| 0,875 | 1     | $-0,0374 \cdot 10^{-2}$ | $-0,0261 \cdot 10^{-2}$ | $0,1133 \cdot 10^{-2}$ | $0,0792 \cdot 10^{-2}$ |
| 1,025 | 1,171 | 0,0000                  | 0,0000                  | $0,0946 \cdot 10^{-2}$ | $0,0661 \cdot 10^{-2}$ |

**E.L.U**



**E.L.S**



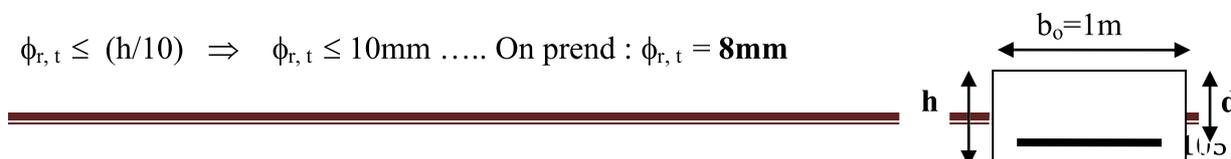
**Figure 8.7 : Diagramme des moments de la dalle.**

**8.2.1.1.3. Ferrailage de la dalle circulaire**

D’après le BAEL 91, le ferrailage se fait par un calcul en flexion simple d’une section rectangulaire de largeur  $b_0 = 1 \text{ m}$

- $h = 0,10 \text{ m} = 100 \text{ mm}$

$\phi_{r,t} \leq (h/10) \Rightarrow \phi_{r,t} \leq 10 \text{ mm} \dots \text{ On prend : } \phi_{r,t} = 8 \text{ mm}$



$$d_r = h - c - (\phi_r/2) \quad \mathbf{d_r = 17,6 \text{ cm}}$$

$$d_t = h - c - (\phi_t/2) - \phi_r \quad \mathbf{d_t = 16,8 \text{ cm.}}$$

Avec:

c l'enrobage égale à 2 cm

#### 8.2.1.1.4. Calcul des armatures radiales

➤ Etat limite ultime

Tableau 8.11 : calcul des armatures radiales à L'ELU

| armature radiales  | ELU                      |                          |
|--|--------------------------|--------------------------|
|  | armature inf             | armature sup             |
| <b>M<sub>ru</sub> (MN.m/ml)</b>  | 0,1887. 10 <sup>-2</sup> | 0,0374. 10 <sup>-2</sup> |
| $\mu_{bu} = \frac{M_{ru}}{b_0 \cdot d_r^2 \cdot f_{bu}}$                         | 0,00430                  | 0,00085                  |
| <b><math>\mu_{bu} &lt; \mu_{ab} = 0,186</math> pivot A <math>A_s' = 0</math></b> |                          |                          |
| $\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$                                       | 0,00539                  | 0,00107                  |
| $z = d (1 - 0,4\alpha)$  | 0,1756                   | 0,1759                   |
| $A = \frac{M_{ru}}{z \cdot f_e / \gamma_s} \text{ (cm}^2\text{)}$                | 0,309                    | 0,061                    |

avec :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

## ➤ Etat limite de service

Tableau 8.12 : calcul des armateurs radiales à L'ELS

| armature radiales  | L'ELS        |              |
|--|--------------|--------------|
|  | armature inf | armature sup |
| <b>Mr (MN.m/ml)</b>  | 0,1318       | 0,0261       |
| $\alpha_r = \frac{15\overline{\sigma_{bc}}}{15\overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_s}}$ | 0,5274       | 0,5274       |
| $\mu_{rb} = \frac{\alpha_r}{2} \left[ 1 - \frac{\alpha_r}{3} \right]$                        | 0,2173       | 0,2173       |
| $M_{rb} = \mu_{rb} \cdot b_0 \cdot d_r^2 \cdot \overline{\sigma_{bc}}$                       | 0,010        | 0,010        |
| <b>Mrb &gt; Mrs      A'sc=0</b>  |              |              |
| <b>Z = dr (1 - <math>\frac{\alpha_r}{3}</math>) (m)</b>                                      | 0,145        | 0,145        |
| <b>A = <math>\frac{Mr_{ser}}{z_r \cdot \overline{\sigma_s}}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>      | 0,45         | 0,1          |

$$f_{c23} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{t23} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c23} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \left[ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{t23} = 15 \text{ MPa}$$

Condition de non fragilité (C.N.F)

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d_r \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 2,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le ferrailage adopté  $A = \max(A_{ELU}, A_{ELS}, A_{\min}) = 2,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Choix des armatures

$A=5T8 = 2,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$     espacement  $st=20 \text{ cm}^2$

### 8.2.1.1.5 Calcul des armatures tangentielles (cerces)

➤ A l'état limite ultime :

**Tableau 8.13 : Calcul des armatures tangentielles à L'ELU**

|  |                  |
|--|------------------|
| $M_{tu} \text{ (MN.m/ml)}$   | $0,1887.10^{-2}$ |
| $\mu_{bu} = \frac{M_{ru}}{b_0 \cdot d_t^2 \cdot f_{bu}}$           | 0,0047           |
| $\mu_{bu} < \mu_{ab} = 0,186 \Rightarrow \text{pivot A } A_{s'}=0$ |                  |
| $\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$                         | 0,006            |
| $z = d (1 - 0,4\alpha)$  | 0,168            |
| $A = \frac{M_{tu}}{Z \cdot f_e / \gamma_s} \text{ (cm}^2\text{)}$  | 0,32             |

avec :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

➤ A l'état limite de service :

**Tableau 8.14: Calcul des armatures tangentielles à L'ELS**

|  |                  |
|--|------------------|
| $M_{ts} \text{ (MN.m/ml)}$   | $0,1318.10^{-2}$ |
| $\alpha_r = \frac{15\overline{\sigma_{bc}}}{15\overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_s}}$ | 0,5274           |
| $\mu_{rb} = \frac{\alpha_r}{2} \left[ 1 - \frac{\alpha_r}{3} \right]$                        | 0,2173           |
| $M_{rb} = \mu_{rb} \cdot b_0 \cdot d_t^2 \cdot \overline{\sigma_{bc}}$                       | 0,09             |

| $M_{rb} > M_{rs}$                                    | $A'_{sc}=0$ |
|--|-------------|
| $Z = dt \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right)$ (m)     | 0,138       |
| $A = \frac{M_{ts}}{z_r \sigma_s}$ (cm <sup>2</sup> ) | 0,47        |

$$f_{t23} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c23} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{t23} = 15 \text{ MPa}$$

➤ **Condition de non fragilité (C.N.F)**

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot dt \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 2,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le ferrailage adopté  $A = \max (A_{ELU}, A_{ELS}, A_{\min}) = 2,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Choix des armatures

$$A = 5T8 = 2,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{espacement } st = 20 \text{ cm}^2$$

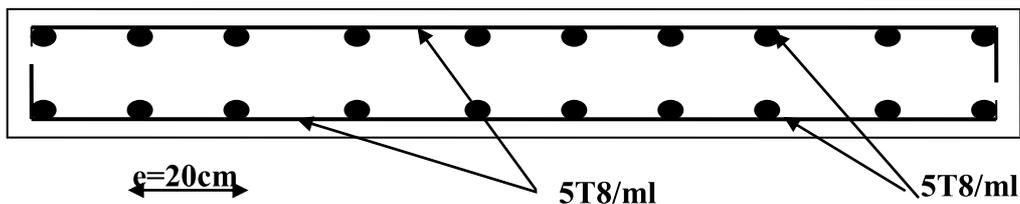


Figure 8.8: ferrailage de la dalle

### 8.2.1.2. Calcul des Poteaux circulaires.

## Introduction

Le poteau circulaire soumis à la compression centrée car il est uniformément chargé, dans ce cas les règles de BAEL 91 n'impose aucune condition à l'ELS, par conséquent les 4 poteaux seront calculé seulement à l'ELU.

### 8.2.1.2.1. Calcul des charges :

Les poteaux sont soumis aux charges suivantes :

$g_1$  : poids propre des poteaux :  $g_1 = 3,07$  t

$g_2$  : poids de la dalle circulaire :  $g_2 = 1,65$  t

Q : charge d'exploitation :  $Q = 2$  t

Charge permanente :  $G = g_1 + g_2 = 4,72$  t

Charge d'exportation :  $Q = 2$  t

#### ➤ Evaluation de l'effort de compression $Nu'$ pour les 4 poteaux :

L'effort normal de compression est :

$$Nu' = 1,35G + 1,5 Q \Rightarrow Nu' = 9,372 \text{ t}$$

D'où :

$$\text{L'effort de compression pour chaque poteau } Nu = Nu'/4 = 2,343 \text{ t} = 2,343 \cdot 10^{-2} \text{ MN}$$

### 8.2.1.2.2. Calcul de la longueur de flambement $l_f$ :

La longueur de flambement  $l_f$  dépend de la longueur de l'élément  $l_0$  et de la nature des liaisons à ces extrémités, les poteaux sont encastres dans les deux cotés.

$$\text{Donc: } l_f = l_0/2; \quad l_0 = 4,35\text{m} \Rightarrow l_f = 2,175 \text{ m}$$

### Calcul de l'élancement $\lambda$ :

Par définition, l'élancement est la susceptibilité de l'élément poteau au flambement. Il est égal au rapport de la longueur de flambement  $l_f$  au rayon de giration minimal  $i$  de la section droite du béton seul :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad i : \text{ rayon de giration } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

I: moment d'inertie de la section du béton par rapport à l'axe passant par le c.d.g. et perpendiculaire au plan de flambement.

$$I = \frac{\pi}{64} (D)^4$$

avec :

$$D = 30 \text{ cm}$$

$$I = \frac{\pi}{64} (0,3)^4 = 4 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$B : \text{ la section du béton. } \quad B = \frac{\pi}{4} (D)^2 = \frac{\pi}{4} (0,3)^2 = 0,071 \text{ m}^2$$

Donc :

$$i = \sqrt{\frac{4 \times 10^{-4}}{0,071}} = 0,075 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2,175}{0,075} = 29$$

$\Rightarrow \lambda = 29 < 70$  Donc le calcul au flambement est inutile. La théorie de la compression centrée est applicable.

### 8.2.1.2.3. Détermination des armatures :

#### ➤ Calcul des armatures longitudinales :

L'effort normal dû à la compression centrée est repris par les armatures longitudinales.

L'effort normal ultime appliqué  $N_u$  doit équilibrer l'effort normal résistant  $N_{res}$ .

D'où :

$$N_u < N_{res} = \Delta \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

$\Delta$  : Coefficient de minoration qui tient compte de l'excentricité additionnelle.

$$\text{Comme } \lambda < 50 \text{ alors } \Delta = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,25.$$

$B_r$  : aire du béton réduite obtenue en déduisant des dimensions réelles de la section (1cm) d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$B_r = \frac{\pi \times (D - 0,02)^2}{4} = 0,061 \text{ m}^2$$

Pour que Nu équilibre  $N_{\text{ser}}$  il faut que :

$$\begin{aligned} Nu \leq N_{\text{ser}} &\Rightarrow Nu \leq \Delta \left[ \frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \\ \Rightarrow A_s &\geq \frac{\gamma_s}{f_e} \cdot \left[ \frac{Nu}{\Delta} - \frac{Br f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right] \end{aligned}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \quad Br = 0,061 \text{ cm}^2 \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa} ; \quad Nu = 2,343 \cdot 10^2 \text{ MN}$$

$$\gamma_s = 1,15 ; \quad \Delta = 0,25 ; \quad \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \frac{1,15}{400} \cdot \left[ \frac{2,343 \times 10^2}{0,25} - \frac{0,061 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right]$$

$$\Rightarrow A_s \geq -0,003 \text{ m}^2$$

$A_s < 0 \Rightarrow$  le béton seul reprend et équilibre l'effet de compression, toute fois le (BAEL91) prévoit une section minimale telle que :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{4U}{1000} (cm^2) \right.$$

U : périmètre de poteau  $U = \pi D$

$$B : \text{ la section du béton. } \quad B = \frac{\pi}{4} (D)^2 = \frac{\pi}{4} (0,3)^2 = 0,071 \text{ m}^2 = 710 \text{ cm}^2$$

$$U = \pi \times 0,3 = 0,942 ; \quad 4U = 3,77 \text{ cm}^2$$

### Conclusion :

Le béton peut équilibrer à lui seul l'effort de compression, cependant le BAEL91, exige une section minimale donnée par :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{4U}{1000} (cm^2) \right.$$

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 3,77 \text{ cm}^2 \\ 0,71 (cm^2) \end{array} \right.$$

Donc :

$$A_s = A_{\min} = 3,77 \text{ cm}^2$$

**On choisit :**

**4T12 (4,52cm<sup>2</sup>) avec l'espacement St = 15 cm.**

➤ **Calcul des armatures transversales :**

Les armatures transversales sont utilisées pour éviter le flambement et maintenir les armatures longitudinales, on choisit le diamètre des armatures transversales tel que :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} \Rightarrow \phi_t \geq \frac{12}{3} = 4 \text{ mm}$$

Soit :  $\phi_t = 4\text{mm}$ , donc on prend des T8 sous forme de cerces.

➤ **Calcul de l'espacement :**

$$S_t \leq \min(15 \phi_l ; 40 \text{ cm} ; d + 10\text{cm} ).$$

Avec :

d c'est le diamètre de poteau.

$$S_t \leq \min(15.12 ; 40 \text{ cm} ; 30 + 10\text{cm} ).$$

$$S_t \leq \min(18\text{cm} ; 40 \text{ cm} ; 40\text{cm} ).$$

On prend  $S_t = 18 \text{ cm}$

➤ **Calcul nombre de cerces :**

$$n = \frac{h}{S_t} \Rightarrow n = \frac{435}{18} = 25\text{T8}$$

**Conclusion :**

Le ferrailage adopté pour le poteau circulaire est :

- ✓ Ferrailage longitudinale : 4T12 espacement st=15 cm.
- ✓ Ferrailage transversal : 25T8 espacement st=18 cm.

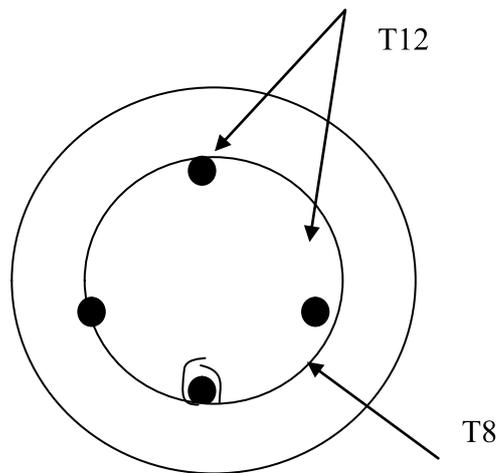


Figure 8.9. : Schéma de ferrailage

## 8.2.2. Etude de la goulotte

### Introduction

La goulotte est un élément en console, encastrée tout le long du voile périphérique du clarificateur

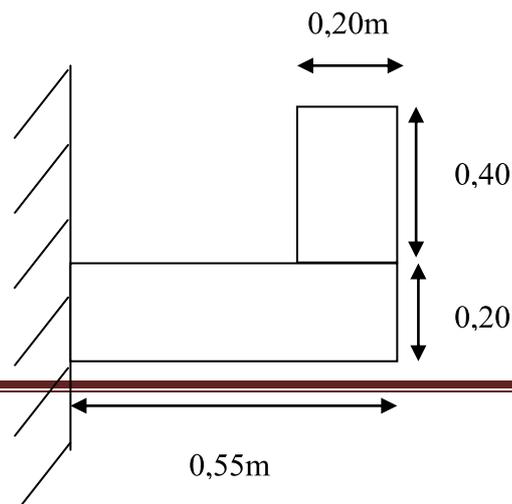
#### 8.2.2.1. Dimension de la goulotte

Largeur : 0,55 m

Epaisseur : 0,20 m

Dext : 14,5 m

Dint : 13,4



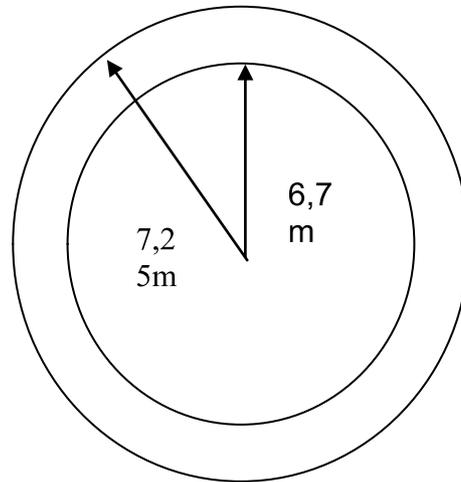


Figure 8.10 : Schéma de la goulotte.

### 8.2.2.2. Ferrailage de la goulotte

La goulotte travaille en flexion simple, et Comme la fissuration est très préjudiciables (FTP), le calcul se fait à l'état limite de service (ELS).

$$P_{g1} = \frac{\pi \times (D_{ext}^2 - D_{int}^2) \times e \times \gamma_{beton}}{4}$$

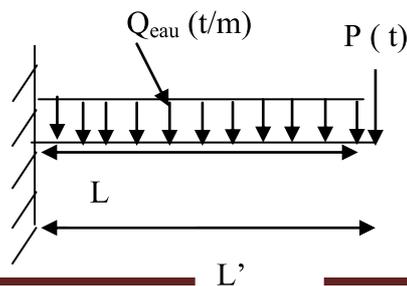
D'où

$$P_{g1} = 8,55t.$$

$$P_{eau} = 4,28t$$

La surcharge de l'eau  $Q_{eau}$

$$Q_{eau} = P_{eau} / \text{périmètre} \quad Q_{eau} = \frac{P_{eau}}{2} \times \pi \times R_{moy} = 0,09 \text{ t/m}$$



$$M_{ser} = Q_{eau} \times \frac{l^2}{2} + P \times l'$$

Avec :

$$L = 0,35 \text{ et } L' = 0,45 \text{ m}$$

$$M_{ser} = 0,09 \times \frac{(0,35)^2}{2} + 8,55 \times 0,45 = 3,85 \text{ t.m}$$

$$M_{ser} = 0,038 \text{ MN.m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 0,8 \min \left( \frac{2}{3} \times f_e ; \max \left( \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right) \right).$$

Avec  $n = 1,6$  H.A

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}; \quad \bar{\sigma}_s = 161,30 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa} \quad (\gamma_b = 1,5; f_{c28} = 25 \text{ MPa})$$

Le tableau suivant résume les étapes de calcul du ferrailage :

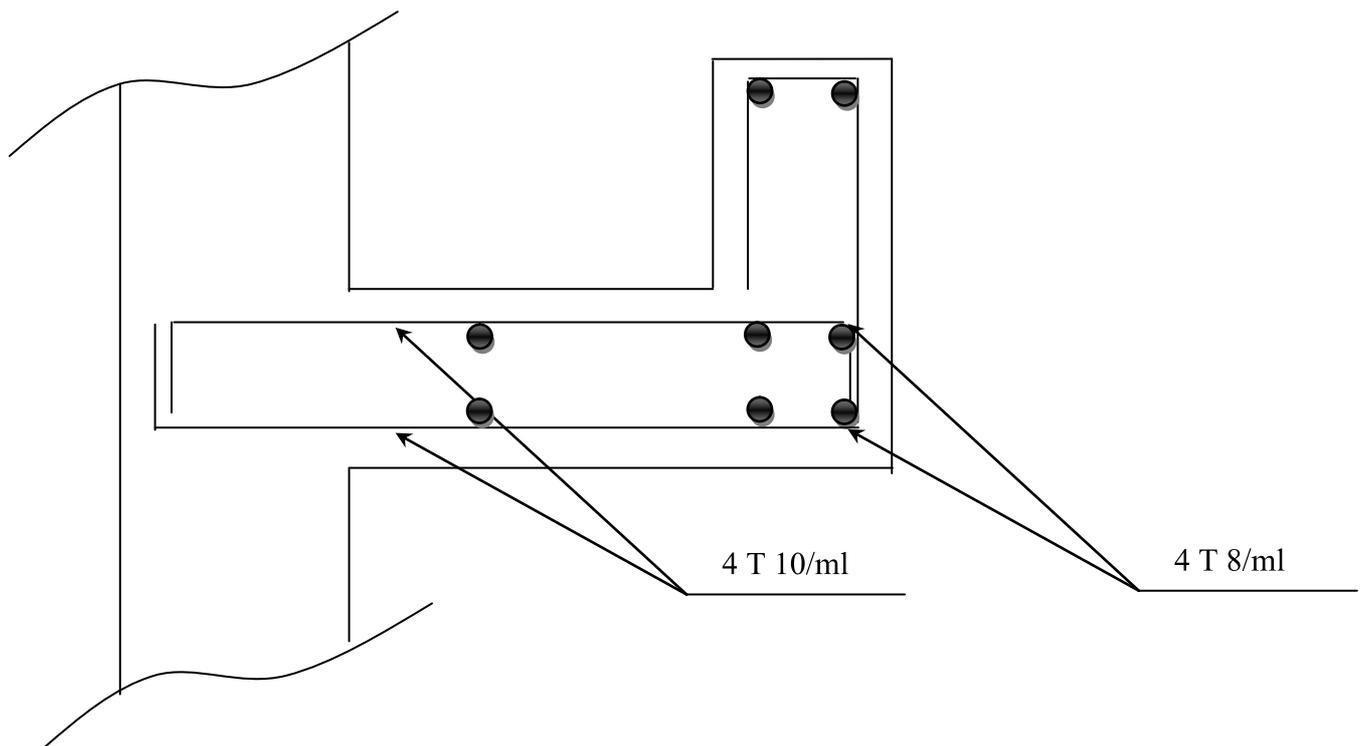
**Tableau 8.15 : Ferrailage de la goulotte**

|  |        |
|--|--------|
| Mser (MN.m/ml)   | 0,038  |
| $\alpha_r = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s}$    | 0,5824 |
| $\mu_{rb} = \frac{\alpha_r}{2} \left[ 1 - \frac{\alpha_r}{3} \right]$            | 0,2347 |
| $M_{RB} = \mu_{rb} \cdot b_0 \cdot d_t^2 \cdot \bar{\sigma}_{bc}$                | 0,11   |
| Mrb > Mrs $\implies$ A'sc=0  |        |
| $Z = dt \left( 1 - \frac{\alpha_r}{3} \right)$ (m)                               | 0,145  |
| $A_{tser} = \frac{M_{ser}}{z_r \sigma_s}$ (cm <sup>2</sup> )                     | 0,16   |
| $A_{min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot dr \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$ (cm <sup>2</sup> ) | 2,2    |

$$A = \max ( A_{st} ; A_{min} ) = 2,2 \text{ cm}^2$$

On optera pour 4T10 = 3,14 cm<sup>2</sup> (armatures longitudinales).

On prendre pour les armatures de répartition  $1/4$  des armatures longitudinales



**Figure 8.11: Ferrailage de la goulotte**

## Introduction

Le rôle fondamental dévolu à une fondation est de transmettre au sol les charges et les surcharges dues à la superstructure dans les conditions d'exploitation et d'assurer aussi une stabilité suffisante à l'ouvrage lorsque, ce dernier est sollicité par des efforts extérieurs (séisme, poussée des terres...).

### 8.3.1. Choix du type de fondation

Le choix de la fondation est effectué selon les conditions suivantes :

- La forme géométrique de la structure.
- L'importance des charges transmises à la fondation.
- La nature et la capacité portante du sol.

Pour assurer une bonne répartition des charges sur le sol, et pour éviter les tassements différentiels, et en plus la structure représentent un axe de révolution, la forme la plus adaptée pour ce genre de construction lourde est un radier général de forme circulaire.

### 8.3.2. Calcul de l'épaisseur du radier circulaire hr

L'épaisseur du radier se détermine selon 2 conditions :

#### A. Justification vis à vis du poinçonnement (1<sup>er</sup> condition) :

La hauteur du radier sera déterminée à partir de la condition de non poinçonnement donnée par le BAEL 91.

$$N_u \leq 0,045 \times h_t \times U_c \times f_{c28}$$

Avec:

$N_u$  : effort normale ultime.

$U_c$  : Diamètre de contour au niveau du feuillet moyen. On l'appelle aussi le contour diffusé.

$f_{c28} = 25$  MPa.

#### Calcul de $N_u$

$$N_u = 1,35.G + 1,5.Q$$

avec :

G : poids totale de l'ouvrage diminué du radier.

$Q_{\text{racleur}}$  : charge mobile (poids du pont racleur).

$Q_e$  : Poids de l'eau.

Donc :

$$G : \text{charge permanente} = \sum(P_{\text{voile}} + P_{\text{goulotte}} + P_{\text{poteaux}} + P_{\text{gousset}} + P_{\text{dalle}}) = 170.31 \text{ t}$$

$$Q : \text{charge d'exploitation} = \sum(Q_e + Q_{\text{racleur}}) = 569,4 + 2 = 571,4 \text{ t} \Rightarrow \mathbf{Nu = 1087 \text{ t}}$$

**Calcul de  $U_c$ :**

$$U_c = 2 \times \pi \times R_{\text{moy}}$$

$$U_c = 2 \times 3,14 \times 7,4 = 46,472 \text{ m}$$

Calcul de  $h_r$  :

$$h_r \geq \frac{N_u}{0,045 \times U_c \times f_{c28}}$$

$$h_r \geq 20,79 \text{ cm.}$$

Donc la 1<sup>ère</sup> condition est vérifiée.

**B. Vérification vis-à-vis l'effort tranchant (2<sup>ème</sup> condition):**

$$\tau_u \leq \frac{0,07 \cdot f_{c28}}{\gamma_{\text{beton}}} \text{ et } \tau_u = \frac{V_u}{d \cdot b_0}$$

$$\text{D'où : } d \geq \frac{V_u \cdot \gamma_{\text{beton}} \cdot b_0}{0,07 \cdot f_{c28}}$$

$$V_u = \frac{N_u}{2 \cdot \pi \cdot D_{\text{moy}}}$$

$$\text{avec : } N_u = 1,35(G_1 + G_2) + 1,5(Q_e + Q_{\text{racleur}})$$

D'où :

$$G_1 : \text{poids du réservoir vide} = 318,07 \text{ t}$$

$G_2$  : poids des terres au dessus du radier

$$P_{\text{terre}} = \frac{\pi}{4} (D_{\text{ext}}^2 - D_{\text{int}}^2) \cdot \gamma_{\text{terre}} \cdot h_{\text{terre}}$$

$$P_{\text{terre}} = \frac{\pi}{4} (15,7^2 - 15,1^2) \times 1,5 \times 3,3$$

$$P_{\text{terre}} = 71,85 \text{ t}$$

$Q_{\text{racleur}}$  : charge d'exploitation = 2 t

$Q_e$  : poids de l'eau = 569,4 t

$$Nu = 1,35(318,07 + 71,85) + 1,5(2 + 569,4) = 1383,5 \text{ t}$$

D'où :

$$Vu = \frac{1383,5}{2 \cdot \pi \cdot 15,4} = 14,3 \text{ t/m}$$

Donc :

$$d \geq \frac{Vu \cdot \gamma_{\text{beton}}}{0,07 \cdot f_{c28}} = 0,20 \text{ m}$$

pour  $d=25$  cm

Donc  $hr = d+e$  avec  $e$  : enrobage = 5 cm

D'où :  $hr = 0,30$  m (2ème condition)

Remarque : Ce résultat confirme le pré-dimensionnement effectué dans le chapitre descente de charges

### 8.3.3. Vérification de la condition de rigidité

Le radier est dit rigide si :

$$d \leq 2hr$$

$$d \geq \frac{D_{\text{ext}} - D_{\text{int}}}{2} = \frac{15,7 - 15,1}{2} = 0,30 \text{ m}$$

$$2 \times hr = 2 \times 0,3 = 0,6 \text{ m}$$

Donc la rigidité du radier est vérifiée.

### 8.3.4. Vérification des contraintes sur le sol

Toutes les charges sont à prendre en considération et la vérification se fait dans les deux cas suivant :

- En situation durable et transitoire (SDT).
- En situation accidentelle (SACC).

Soient :  $G_1$  : poids de réservoir vide = 318,07 t

$G_2$  : poids des terres au dessus de radier = 71,85 t

$G_3$  : poids de béton propre = 44 t

$Q_e$  : poids de l'eau = 569,4 t

$Q_t$  : charge d'exploitation = 2t

$N = G_1 + G_2 + G_3 + Q_e + Q_t =$

$N = 318,07 + 71,85 + 44 + 569,4 + 2$

$N = 1005,32$  t.

### A. Vérification en situation durable et transitoire

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{ser}}{S_r}$$

$$\text{Avec : } S_r = \pi \times \frac{D_r^2}{4} = \pi \times \frac{15,7^2}{4} = 193,5 \text{ m}^2$$

D'où :  $N_{ser} = 1005,32$  t

Donc  $\sigma_{sol} = 0,052 < 0,20 \text{ MPa}$

La condition est vérifiée

### B. Vérification en situation accidentelle :

$$\sigma_{sol 1,2} = \frac{N}{S_r} \pm \frac{M_r}{I} \cdot R < 1,3 \overline{\sigma_{sol}}$$

$N = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$

Où :  $G = G_1 + G_2 + G_3 = 433,92$  t

$Q = Q_e + Q_{\text{racléur}} = 571,4$  t

$N = 1,35(433,92) + 1,5(571,4) = 1443$  t

$$I = \frac{\pi D^4}{64} \text{ (moment d'inertie de la section circulaire)}$$

$$I = \frac{\pi(15,7)^4}{64} = 2982,42 \text{ m}^4.$$

$M_r = 2481,335$  KN.m (moment de reversement d'après l'étude hydrodynamique)

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{sol 1} = ? \\ \sigma_{sol 2} = ? \end{array} \right\} 1,3 \overline{\sigma_{sol}} = 0,26 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\sigma_{sol 1} = \frac{N}{S_r} + \frac{M_r}{I} \cdot R$$

Avec :

$$N = 14,43 \text{ MN}$$

$M_r$  : on néglige le  $M_r$  car le réservoir est bien ancré dans la terre

$$I = 2982,42 \text{ m}^4$$

$$S_r = 193,5 \text{ m}^2$$

$$R = 7,85 \text{ m}$$

On obtient la valeur de la contrainte:

$$\sigma_{sol 1} = \sigma_{sol 2} = \sigma_{sol 1,2} = 0,0745 \text{ MPa}$$

Ces deux valeurs sont bien inférieures à 0,2 MPa

Cela veut dire que la condition de la situation accidentelle est vérifiée

### C. Vérification de la stabilité de l'ouvrage

$$M_s > 1,5 M_r \quad \Longrightarrow \quad M_s/M_r > 1,5$$

Le cas plus défavorable est celui du réservoir sans surcharges d'exploitation

$$\text{Nous avons : } M_{\text{stabilisant}} = G \cdot R_r = 4,3392 \times 7,85 = 34,06 \text{ MN.m}$$

$M_{\text{rev}}$  = est négligeable (le radier est bien ancré dans le sol)

Donc la condition de non soulèvement de l'ouvrage est vérifiée.

### 8.3.5. Calcul des contraintes

#### A. Situation accidentelle (S.ACC)

##### ➤ Calcul à l'état limite ultime (E.L.U)

$$\sigma_{sol\ 1,2} = \frac{N}{S_r} \pm \frac{M_f}{I} \cdot R$$

$$N = 1,35(G_1 + G_2) + 1,5Q$$

$$N = 1,35 \cdot (389,92) + 1,5 \cdot (571,4) = 1383,5 \text{ t}$$

$$N = 13,835 \text{ MN}$$

$M_f = 1,902$  on néglige le moment fléchissant car le réservoir est bien encrée dans le sol.

$$R = 7,85 \text{ m (rayon du radier)}$$

$$S_r = 193,5 \text{ m}^2 \text{ (section du radier)}$$

$$I = 2982,5 \text{ m}^4 \text{ (moment d'inertie de la section circulaire)}$$

Donc :

$$\sigma_{sol\ 1} = 0,0524 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sol\ 2} = 0,034 \text{ MPa}$$

$$q_u = \sigma_m = \frac{(3\sigma_{sol\ 1} + \sigma_{sol\ 2})}{4} = 0,0478 \text{ M}$$

#### B. Situation durable et transitoire (SDT)

##### ➤ Calcul à l'état limite de service (ELS)

$$q_{ser} = \frac{G + Q}{S_r}$$



Figure 8.12 : Répartition des charges

Avec :

G : poids du réservoir vide  $G_1 + G_2 + G_3 = 433,92 \text{ t}$

Q : surcharge d'exploitation 571,4 t

Sr : surface de radier

AN :

$$q_{ser} = \frac{G + Q}{S_r} = \frac{(389,92 + 571,4) \times 10^{-2}}{193,5} = 0,052 \text{ MPa}$$

### 8.3.6. Ferrailage du radier

#### 8.3.6.1. Calcul du moment radial et tangentiel

Le radier est en contact avec l'eau ainsi le calcul se fait en considérant une fissuration très préjudiciable (FTP).

Calcul se fait à l'état limite de service (ELS).

##### a- Calcul le moment radial Mr:

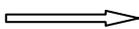
$$M_{rs}(x) = \frac{q_s}{16} [r^2(1 + \nu) - x^2(3 + \nu)]$$

Avec :

$r = D/2$  rayon extérieur du radier

$q_s = 0,052 \text{ MPa}$ .

$\nu$ : coefficient de poisson = 0,2 à ELS

Pour  $x=0$    $M_{rs}(0) = 24,04 \text{ KN.m}$

Pour  $x=7,85$    $M_{rs}(7,85) = -40,05 \text{ KN.m}$

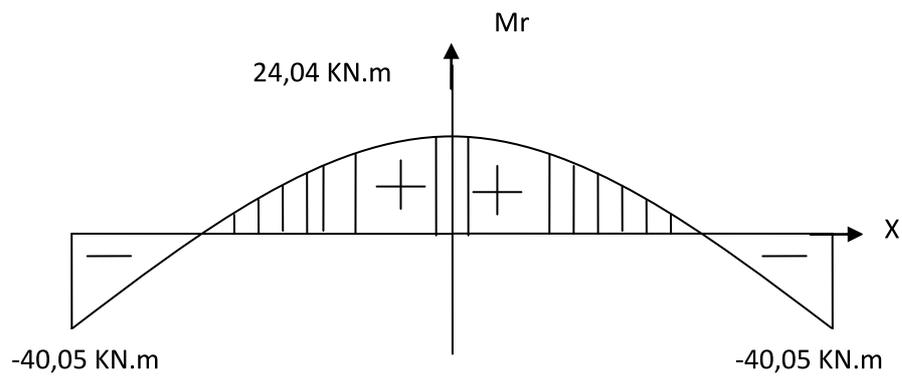


Figure 8.13 : Diagramme de moment radiale

- **Calcul des armatures**

Il s'agit de ferrailer une tranche de section rectangulaire de 1m de largeur soumise à la flexion simple à l'ELS .  $b_0=1\text{m}$  ; la fissuration est considérée très préjudiciable. L'enrobage est

$c = 5 \text{ cm}$ .

$b_0=1\text{m}$ .

$h=0,3\text{m}$ .

$d=0,25\text{m}$ .

➤ A l'état limite de service :

Tableau 8.16 : calcul des armatures radiales à L'ELS

|   |         |
|---|---------|
| <b>Mts (MN.m/ml)</b>  | 0,04005 |
| $\alpha_r = \frac{15\overline{\sigma_{bc}}}{15\overline{\sigma_{bc}} + \sigma_s}$ | 0,582   |
| $\mu_{rb} = \frac{\alpha_r}{2} \left[ 1 - \frac{\alpha_r}{3} \right]$             | 0,235   |
| $M_{rb} = \mu_{rb} \cdot b_0 \cdot d_t^2 \cdot \overline{\sigma_{bc}}$            | 0,220   |
| <b>Mrb &gt; Mrs      A'sc=0</b>   |         |
| <b>Z = dt (1 - <math>\frac{\alpha_r}{3}</math>) (m)</b>                           | 0,201   |
| <b>A = <math>\frac{Mts}{z_r \sigma_s}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>                 | 12,32   |

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 0,8mi \left[ \frac{2}{3} f_e, \max\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{n f_{t28}}\right) \right] = 161,30 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{t28} = 15 \text{ MPa}$$

$$A_{rs} = 12,32 \text{ cm}^2, \text{ soit } 9T14 = 13,85 \text{ cm}^2 \text{ (pour chaque nappe).}$$

#### b- Calcul du moment tangential $M_t$ :

$$M_{ts}(x) = \frac{q_s}{16} [r^2(1 + \nu) - x^2(1 + 3\nu)]$$

Pour  $x=0$   $\longrightarrow$   $M_{ts}(0) = 24,033 \text{ KN.m}$

Pour  $x=7,85$   $\longrightarrow$   $M_{ts}(7,85) = -8,011 \text{ KN.m}$

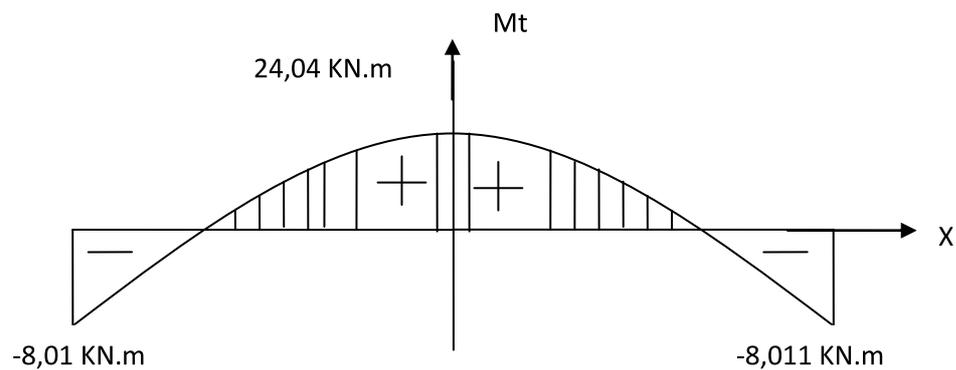


Figure8.14 : Diagramme de moment tangentiel

- Calcul des armatures tangentielles
- A l'état limite de service

Tableau8.17 : Calcul des armatures tangentiel à L'ELS

|  |                        |
|--|------------------------|
| <b>Mts (MN.m/ml)</b>   | $24,033 \cdot 10^{-3}$ |
| $\alpha_r = \frac{15\overline{\sigma_{bc}}}{15\overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_s}}$ | 0,582                  |
| $\mu_{rb} = \frac{\alpha_r}{2} \left[ 1 - \frac{\alpha_r}{3} \right]$                        | 0,235                  |
| $M_{rb} = \mu_{rb} \cdot b \cdot d_t^2 \cdot \overline{\sigma_{bc}}$                         | 0,220                  |
| <b>Mrb &gt; Mrs      A'sc=0</b>  |                        |
| <b>Z = dt (1 - <math>\frac{\alpha_r}{3}</math>) (m)</b>                                      | 0,201                  |
| <b>A = <math>\frac{Mts}{z_r \overline{\sigma_s}}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>                 | 7,40                   |

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 0,8mi \left[ \frac{2}{3} f_e, \max \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n f_{t28}} \right) \right] = 161,30 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{t28} = 15 \text{ MPa}$$

$A_{ts}=7,40 \text{ cm}^2$ , soit 5T14=7,69  $\text{cm}^2$  (pour chaque nappe).

### 8.3.6.2. Calcul de l'effort tranchant :

$$T_s(x) = \pm q_s \cdot \frac{x}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow T_s = 0 \text{ KN/ml} \\ x = \frac{D}{2} & \Rightarrow T_s = \pm 20,41 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

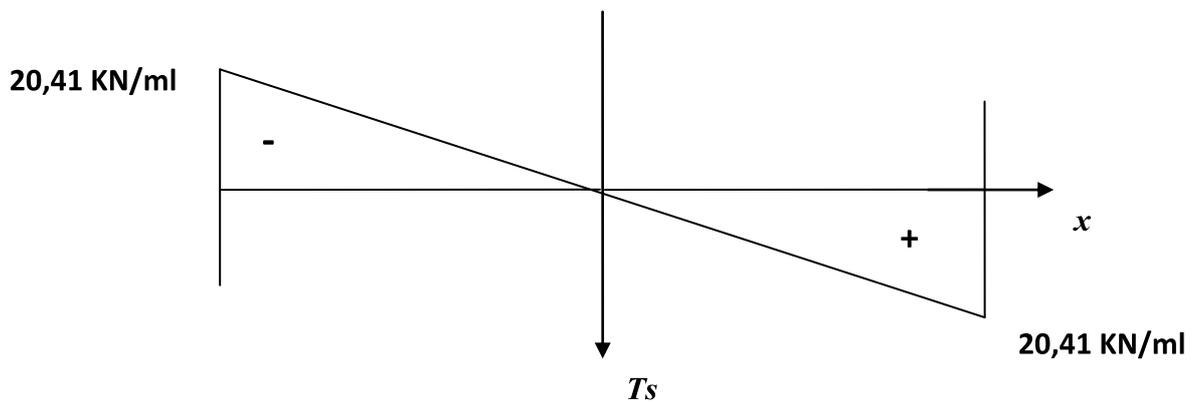


Figure8.15 : Diagramme d'effort tranchant

### 8.3.6.3. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau < \bar{\tau}$$

Tel que :

$$\tau = \frac{T_s}{b_0 \cdot d}$$

Avec :

$T_s=20,41 \text{ KN}$ .

$b_0=1 \text{ m}$

$d=0,25\text{m}$

D'où :

$$\tau = \frac{(20,41) \times 10^{-3}}{1 \times 0,25} = 0,081 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = \min(2,5\text{MPa}; 4\text{MPa})$$

$$\bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$$

Donc :

$\tau < \bar{\tau}$  (Donc l'effort tranchant est vérifié).

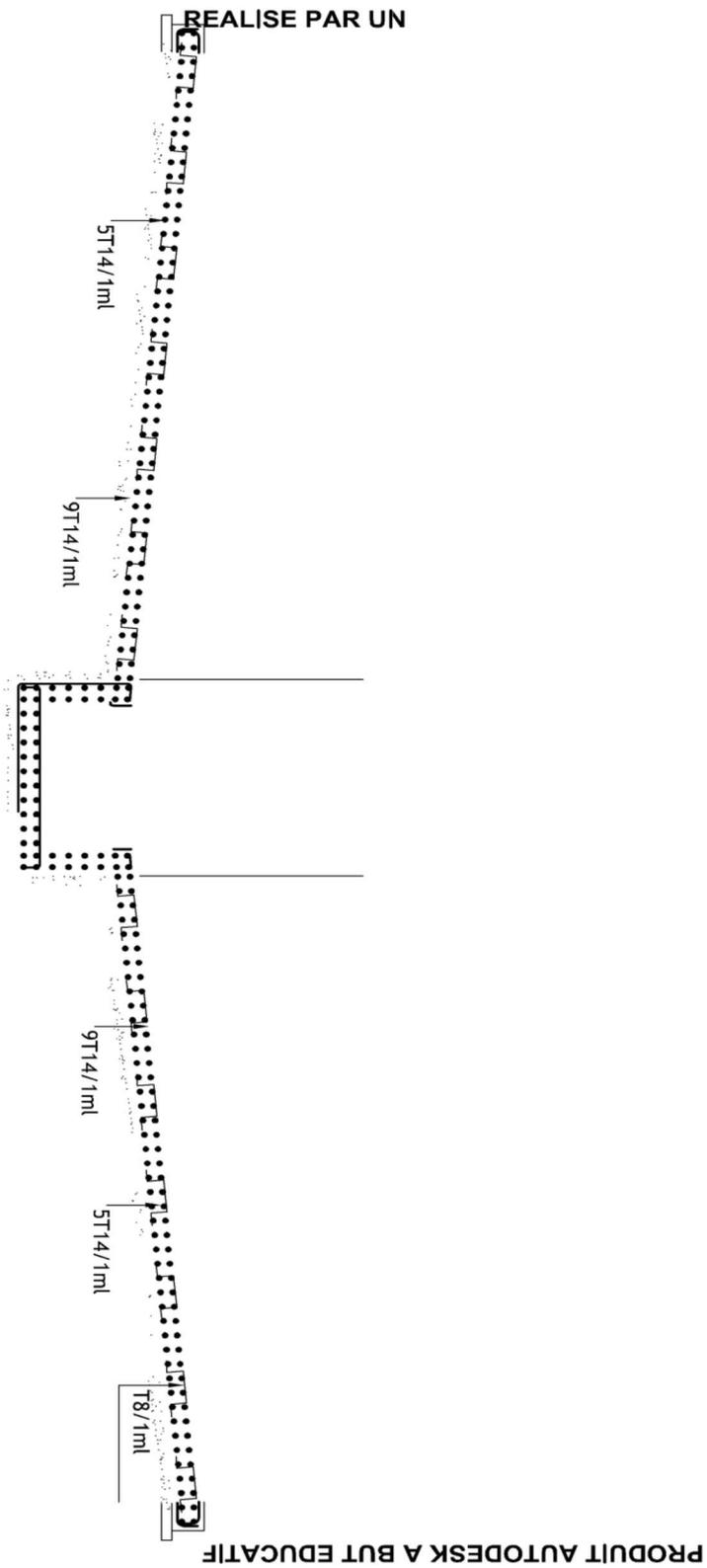


Figure VIII.3.5 : Ferraillage du radier

## Introduction

L'étude hydrodynamique nous permet de calculer les efforts exercés sur les parois de la cuve dus aux poussées des eaux et les moments créés par les efforts ainsi que les hauteurs des vagues sur les parois.

Lorsqu'un réservoir est partiellement rempli, lors d'une excitation une partie de l'eau sera en mouvement ce qui conduit à la formation des vagues ainsi que les moments créés par l'éclatement de celle-ci sur les parois ce qui nous permet de prévoir une couverture suffisamment haute pour quelle ne soit pas atteinte par les vagues.

Lorsqu'un réservoir est totalement plein l'ensemble eau - réservoir constitue une masse unique de point de vue dynamique donc pas de mouvement relatif du fluide par rapport au réservoir.

Pour l'étude de ce phénomène nous utiliserons la méthode de « HOUZNER » qui est une méthode approchée et dont les hypothèses sont :

1. La dissipation d'énergie due à la viscosité du fluide dans le réservoir sera négligée.
2. Le fluide dans le réservoir sera considéré comme incompressible.
3. Le réservoir est rigidement lié au sol de la fondation afin d'avoir l'accélération de ce dernier.

### 9.1. Méthode de calcul approché selon «HOUZNER»

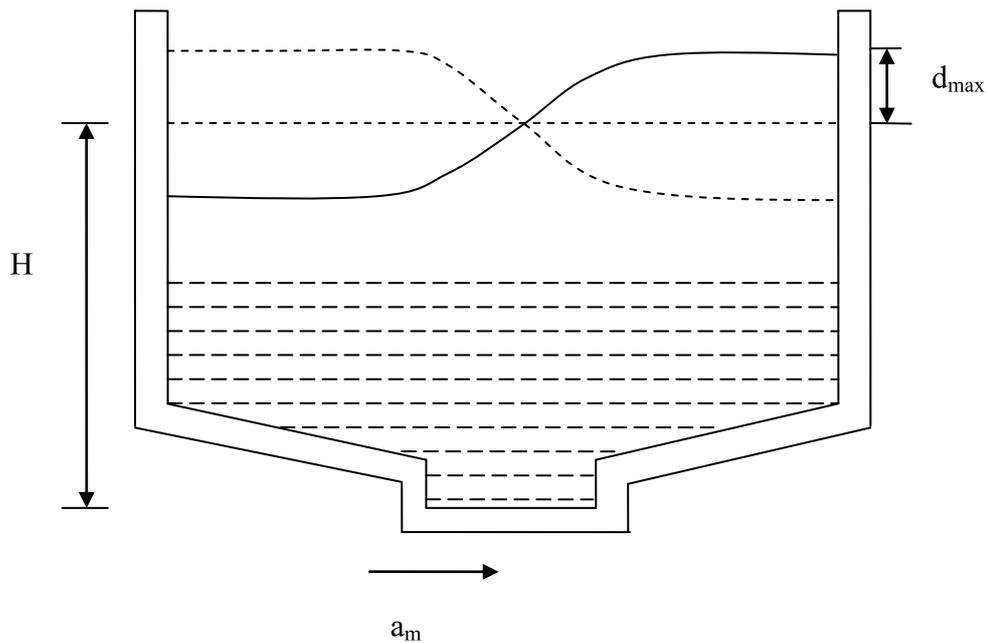
Son principe repose sur la décomposition suivante de la structure. Selon «HOUZNER» l'action de l'eau est décomposée en :

- **Action passive:** Elle est due à la masse passive provoquant des efforts d'impulsion.
- **Action active :** Elle est due à la masse active du fluide en mouvement d'oscillation

Provoquant des efforts d'oscillation.

- Les efforts d'impulsion proviennent du fait qu'une partie de liquide réagit par inertie à la translation des parois du réservoir ; le système équivalent mécanique est modélisé par une masse ( $M_i$ ) liée rigidement au réservoir à une hauteur ( $h_i$ ) telle qu'elle exerce sur les parois, les mêmes efforts horizontaux que la masse d'eau équivalente.

• Les efforts d'oscillation proviennent du fait qu'une partie de la masse du fluide dite masse active se propage en surface en forme d'oscillation sous l'effet du séisme ; Le système mécanique équivalent est modélisé par une masse ( $M_0$ ) liée au réservoir par deux ressorts de constante de raideur chacun ( $K_1/2$ ) appliquée à une hauteur ( $h_0$ ) à partir de la base du réservoir.



**Figure 9.1 : Système physique équivalent des pressions d'impulsion**

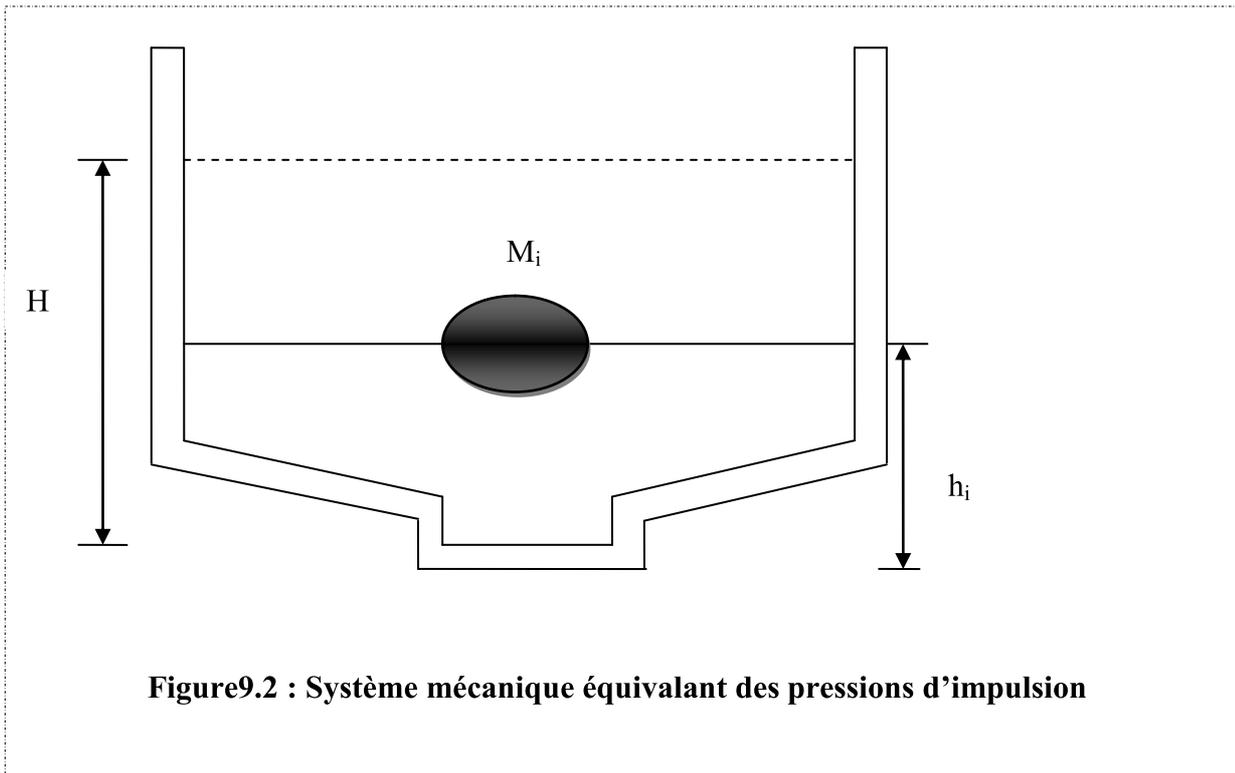


Figure 9.2 : Système mécanique équivalent des pressions d'impulsion

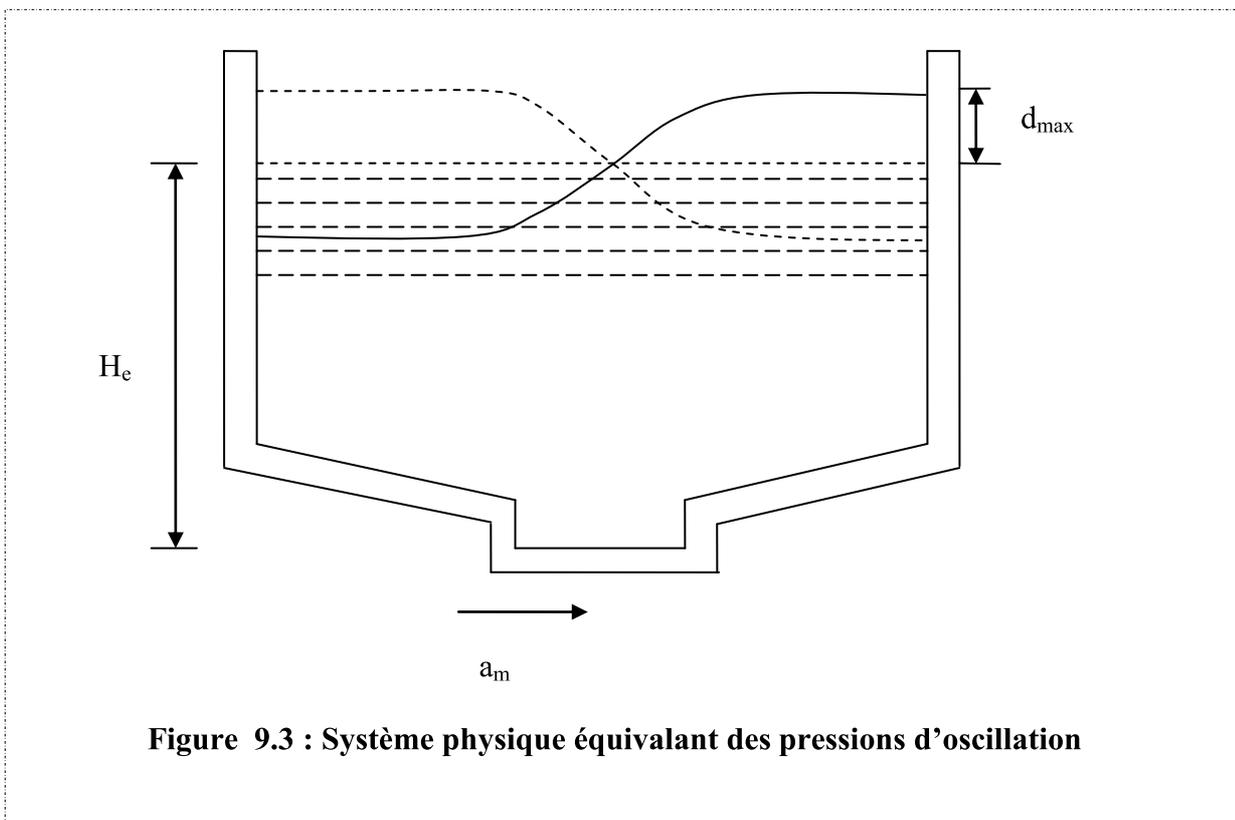
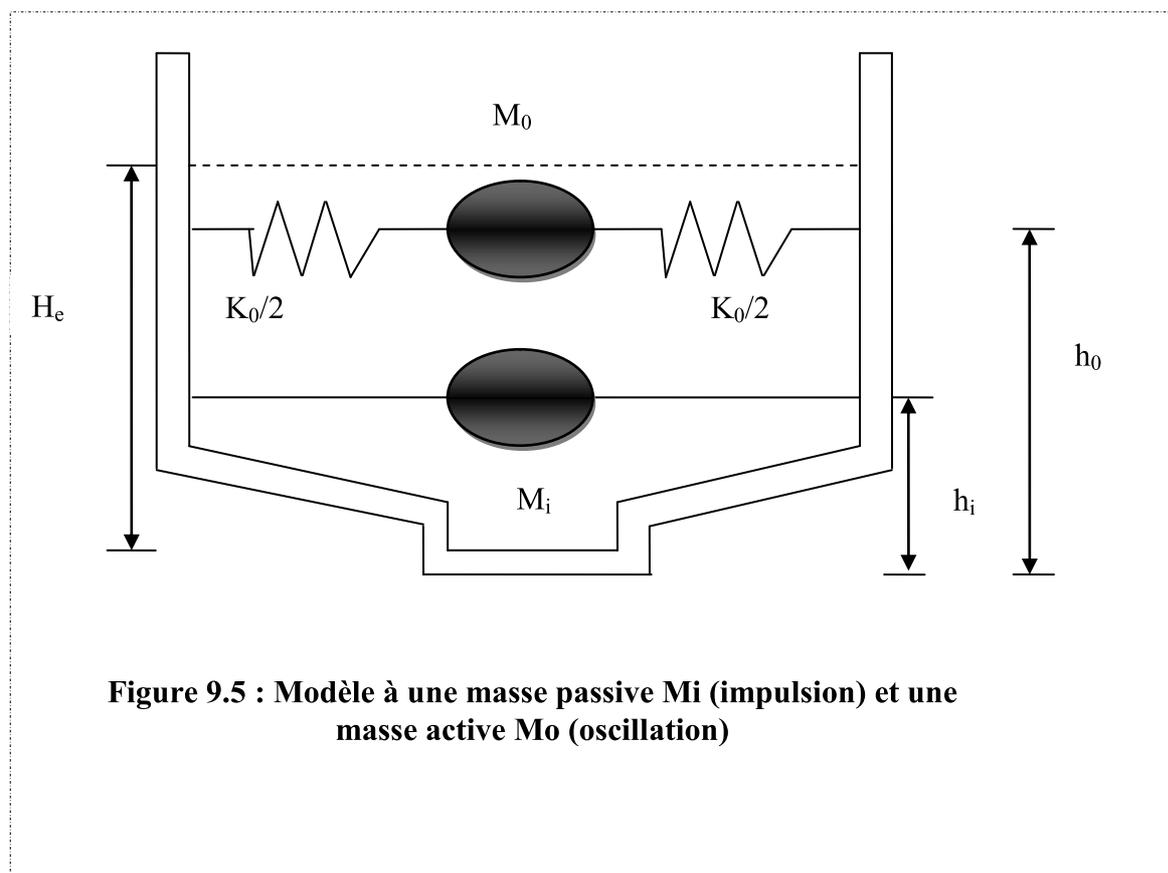
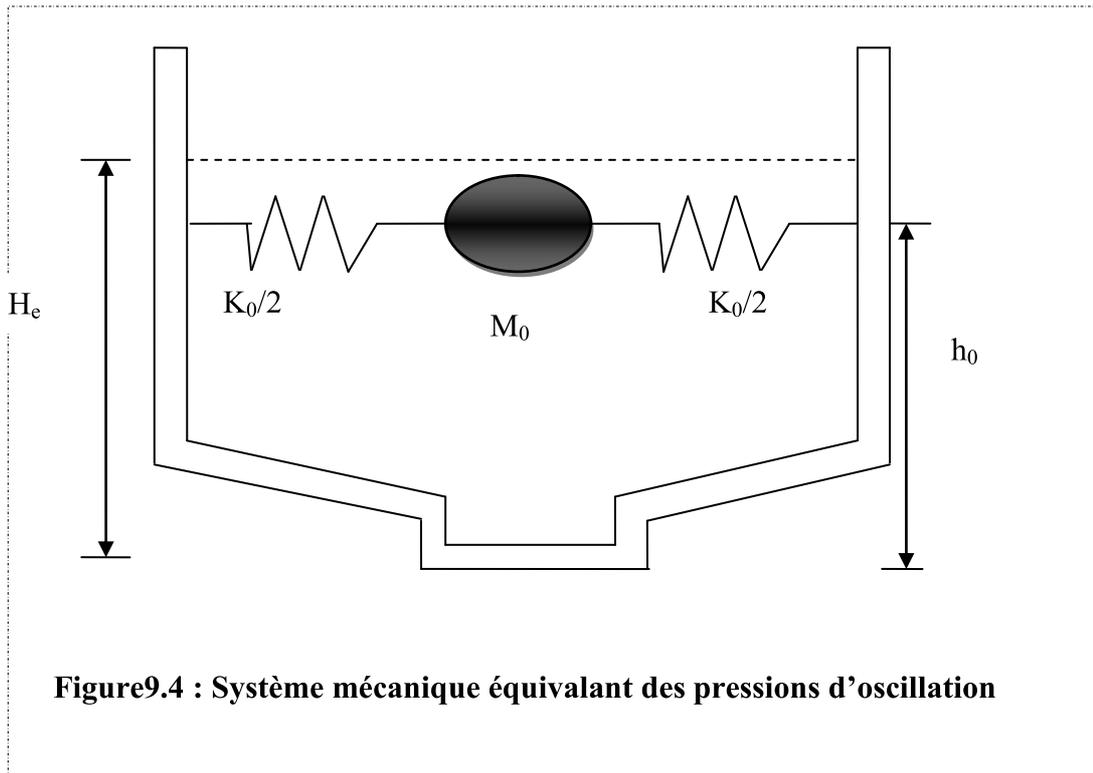


Figure 9.3 : Système physique équivalent des pressions d'oscillation



## 9.2. Calcul du taux de remplissage (h/R)

La méthode de **HOUZNER** n'est applicable que pour les réservoirs peu profonds, on doit vérifier que:  $\frac{h_e}{R} < 1,5$

Dans notre cas  $\frac{h_e}{R} = \frac{4,47}{7,25} = 0.61 < 1,5$

Cuve peu profonde. La méthode de **HOUZNER** est applicable.

## 9.3. Etapes et application de la méthode

### 9.3.1. Calcul de la résultante des pressions impulsives

$$P_i = M_i \times a_m \quad (1)$$

Avec :

$P_i$  : résultante des pressions hydrodynamique horizontales d'impulsion

$M_i$  : masse d'impulsion en [tonne]

$a_m$  : accélération maximal du sol en [ $m/s^2$ ]

- **Calcul de la masse d'impulsion  $M_i$  :**

$$M_i = M_e \times \frac{th\left(\sqrt{3} \times \left(\frac{R_i}{H_e}\right)\right)}{\sqrt{3} \times \left(\frac{R_i}{H_e}\right)} \quad (2)$$

Avec :

$R_i$  : rayon intérieur du réservoir.

$H_e$  : hauteur d'eau utile dans le réservoir.

$M_e$  : masse d'eau dans le réservoir en [tonne]

Calcul de la masse d'eau dans le réservoir  $M_e$  :

$$M_e = \gamma_w \times V_{\text{clarificateur}}$$

*A.N :*

$$M_e = \gamma_w \times V_{\text{clarificateur}} = 1.1 \times 517,67 = 569,44 \text{ t}$$

$$\mathbf{M_e = 569,44 \text{ t}}$$

$$M_i = 569,44 \frac{th\left(\sqrt{3} \left(\frac{7,25}{4,47}\right)\right)}{\sqrt{3} \left(\frac{7,25}{4,47}\right)} = 201.235 \text{ t}$$

$$M_i = 201.235 \text{ t}$$

- **Calcul de l'accélération maximale du sol  $a_m$  :**

L'accélération  $a_m$  imposée au réservoir, compte tenu de son interaction avec le sol, est une donnée de code de calcul en fonction de la zone sismique et d'autres paramètres. Elle représente une fraction de l'accélération de la pesanteur. Le RPA 2003 propose pour sa détermination la relation suivante :

$$\frac{a_m}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \times \left(2.5 \times \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 \times A) \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone, il est fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

Dans notre cas et d'après le RPA99/Version 2003, notre ouvrage se situe en zone II avec le groupe d'usage 1B :

**Tableau 9.1 : Coefficient d'accélération de zone (A).**

| Groupe | zone sismique      |                       |                       |                      |
|--------|--------------------|-----------------------|-----------------------|----------------------|
|        | I sismicité faible | IIa sismicité moyenne | IIb sismicité moyenne | III sismicité élevée |
| 1A     | 0,15               | 0,25                  | 0,30                  | 0,40                 |
| 1B     | 0,12               | 0,20                  | 0,25                  | 0,30                 |
| 2      | 0,10               | 0,15                  | 0,20                  | 0,25                 |
| 3      | 0,07               | 0,14                  | 0,14                  | 0,18                 |

Par conséquent et d'après le tableau ci-dessus :

$$A = 0,20$$

- $\eta$  : est un facteur de correction d'amortissement, donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad (4)$$

Où  $\xi$  désigne le pourcentage d'amortissement critique. Sa valeur est fonction du matériau Constitutif, du type de la structure et de l'importance de remplissages.

**Tableau 9.2 : coefficient d'amortissement critique.**

| Remplissage | Portiques  |       | Voiles ou murs        |
|-------------|------------|-------|-----------------------|
|             | Béton armé | Acier | Béton armé/maçonnerie |
| Léger       | 6          | 4     | 10                    |
| Dense       | 7          | 5     |                       |

Le réservoir peut être à défaut assimilé à une structure en voile en béton armé, ainsi nous considérons comme pourcentage d'amortissement critique  $\xi = 10\%$  conformément au tableau 9.2.

Donc :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,76 > 0,7 \text{ ok}$$

- **R** : représente le coefficient de comportement global de la structure. Sa valeur unique est donnée en fonction du système de contreventement. Notre ouvrage peut être considéré comme étant une structure en voiles porteurs, classée par le RPA 2003, de catégorie 3 dans ce cas  $R = 3,5$
- **Q** est le facteur de qualité de la structure, donné par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

Où  $P_q$  désigne les pénalités à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non, conformément au tableau 9.3.

**Tableau 9.3 : Pénalités a observées**

| N° | Critère q   | Pq      |             |
|----|---|---------|-------------|
|    |   | observé | non observé |
| 1  | Conditions minimales sur les files de contreventement | 0       | 0.05        |
| 2  | redondance en plan                                    | 0       | 0.05        |
| 3  | régularité en plan                                    | 0       | 0.05        |
| 4  | régularité en élévation                               | 0       | 0.05        |
| 5  | Contrôle de qualité des matériaux                     | 0       | 0.05        |
| 6  | contrôle de qualité d'exécution                       | 0       | 0.1         |

Dans notre cas :

$$Q = 1 + 0,05 = 1,05$$

$$Q = 1,05$$

$T_1, T_2$  sont des périodes caractéristiques associées à la catégorie du site S.

**Tableau 9.4: Périodes caractéristique  $T_1, T_2$** 

| Site   | S1           | S2         | S3          | S4               |
|--------|--------------|------------|-------------|------------------|
|        | Site rocheux | Site ferme | Site meuble | Site très meuble |
| T1 (s) | 0.15         | 0.15       | 0.15        | 0.15             |
| T2 (s) | 0.3          | 0.4        | 0.5         | 0.7              |

D'après l'étude géotechnique concernant le site du projet, ce dernier est classé dans la catégorie S<sub>3</sub> des sols meubles et d'après la classification des sites le RPA2003 la valeur de

$$T_1 = 0,15 \text{ s et } T_2 = 0,5 \text{ s}$$

➤ **Calcul de la période fondamentale T du réservoir :**

La valeur de la période fondamentale du réservoir peut être estimée à partir de la formule empirique suivante :

$$T = 1,79 \times H_t^2 \times \sqrt{\frac{P}{gEI}}$$

**Avec :**

$H_t$  : hauteur total du réservoir [m]

$P$  : poids du réservoir vide [KN]

$E$  : module d'élasticité du béton [MPa]

$I$  : moment d'inertie de la paroi [ $m^4$ ].

➤ **Calcul du module de déformation instantanée  $E_{ij}$  :**

$$\text{D'après le BAEL 99 } E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$$

Pour  $J = 28$  jours, on a :  $f_{c28} = 25$  MPa

D'où :  **$E_{i28} = 32164,2$  MPa**

➤ **Moment d'inertie de la section transversale du réservoir  $I_x$  :**

Le moment d'inertie est donné par relation suivante :

$$I_x = (\pi/64) \times (D_{\text{ext}}^4 - D_{\text{int}}^4) = 382,07 \text{ m}^4$$

$$\text{D'où: } \quad \quad \quad \mathbf{I_x = 382,07 \text{ m}^4}$$

**AN:**

$$T = 1,79 \times (5,75^2) \times \sqrt{\frac{3180,7}{9,81 \times 32164,2 \times 382,07}} = 0,30 \text{ s}$$

$$\mathbf{T = 0,30 \text{ s}}$$

**On a :  $T_1 \leq T \leq T_2$**

Donc :

$$\frac{am}{g} = 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R}\right)$$

$$\mathbf{a_m = 2,5 \times 0,76 \times (1,25 \times 0,2) \times \left(\frac{1,05}{3,5}\right) \times 9,81}$$

$$\mathbf{a_m = 1,387 \text{ m/s}^2}$$

D'où l'action d'impulsion  **$P_i$**  :

$$P_i = a_m \times M_i = 1,387 \times 201,237 = 281,311 \text{ KN}$$

$$\mathbf{P_i = 281,311 \text{ KN}}$$

### 9.3.2. Calcul de la résultante des pressions d'oscillation:

Elle est donnée par la formule suivante :

$$P_0 = 1,20 \times M_0 \times g \times \Phi_0$$

$P_0$  : résultante de pression hydrodynamique horizontale d'oscillation.

$M_0$  : fraction d'eau dans le réservoir qui met en vibration.

$\Phi_0$  : angle maximal d'oscillation de la surface libre exprimé en fonction du spectre d'accélération  $a_m$ .

- Calcul de la fraction d'eau dans le réservoir  $M_0$  :

$$M_0 = M_e \times 0,318 \times \frac{R_i}{H_e} \times \text{th}\left(1,84 \times \frac{H_e}{R_i}\right)$$

Avec :

$$R_i = 7,25 \text{ m}$$

$$H_e = 4,47 \text{ m,}$$

$$M_e = 569,44 \text{ t}$$

AN:

$$M_0 = 569,44 \times 0,318 \times \frac{7,25}{4,47} \times \text{th}\left(1,84 \times \frac{4,47}{7,25}\right) = 238.643 \text{ t}$$

$$\mathbf{M_0 = 238.643 \text{ t}}$$

#### ➤ Calcul l'angle maximal d'oscillation $\Phi_0$ :

C'est l'angle maximal d'oscillation de la surface libre de l'eau.

$$\Phi_0 = 0,83 \times \frac{am}{g}$$

$$\Phi_0 = 0,83 \times \frac{1,397}{9,81} = 0.118 \text{ rad}$$

$$\mathbf{\Phi_0 = 0.118 \text{ rad}}$$

**D'où :**

$$P_0 = 1,20 \times M_0 \times g \times \Phi_0$$

$$P_0 = 1,20 \times 238,643 \times 9,81 \times 0,118 = 332.271 \text{ KN}$$

$$\mathbf{P_0 = 332.271 \text{ KN}}$$

### 9.3.3. Calcul des moments de flexion :

➤ **Action d'impulsion :** le moment de flexion sur les parois sous l'action impulsion, est donné par :

$$MF_i = P_i \times h_i$$

Avec :

$h_i$ : niveau d'application des pressions d'impulsion par rapport au radier est exprimé par :

$$h_i = \frac{3}{8} \times H_e = \frac{3}{8} \times 4,47 = 1.676 \text{ m}$$

$$\mathbf{h_i = 1.676 \text{ m}}$$

Donc :

$$MF_i = P_i \times h_i = 281,311 \times 1.676 = 471.548 \text{ KN. m}$$

$$\mathbf{MF_i = 471.548 \text{ KN. m}}$$

➤ **Action d'oscillation :** le moment de flexion sur les parois sous l'action d'oscillation est donné par la relation suivante :

$$MF_0 = P_0 \times h_0$$

Avec :

$h_0$  : le niveau d'application des pressions d'oscillation par rapport au radier est donnée par :

$$h_0 = H_e \times \left[ 1 - \frac{1}{1,84 \times th\left(1,84 \times \frac{H_e}{R_i}\right)} + \frac{1}{1,84 \times sh\left(1,84 \times \frac{H_e}{R_i}\right)} \right]$$

AN:

$$h_0 = 4,47 \times \left[ 1 - \frac{1}{1,84 \times th\left(1,84 \times \frac{4,47}{7,25}\right)} + \frac{1}{1,84 \times sh\left(1,84 \times \frac{4,47}{7,25}\right)} \right] = 4.306 \text{ m}$$

$$\mathbf{h_0 = 4.306 \text{ m}}$$

D'où

$$MF_0 = P_0 \times h_0 = 332.271 \times 4.306 = 1431.042 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{MF_0 = 1431.042 \text{ KN.m}}$$

### 9.3.4. Calcul des moments de renversement:

- **Action d'impulsion** : le moment de renversement sous l'action d'impulsion est donné par la relation suivante :

$$Mr_i = P_i \times h_i^*$$

Avec :

$h_i^*$  : le niveau d'application des pression d'impulsion incluant l'effet de la pression sur la base est s'écrit :

$$h_i^* = \frac{3}{8} \times H_e + \frac{1}{2} \times \left[ \frac{\sqrt{3} \times \frac{R_i}{H_e}}{th\left(\sqrt{3} \times \frac{R_i}{H_e}\right)} - 1 \right]$$

AN:

$$h_i^* = \frac{3}{8} \times 4,47 + \frac{1}{2} \times \left[ \frac{\sqrt{3} \times \frac{7,25}{4,47}}{th\left(\sqrt{3} \times \frac{7,25}{4,47}\right)} - 1 \right] = 2.591 \text{ m}$$

$$\mathbf{h_i^* = 2.591 \text{ m}}$$

D'où:

$$Mr_i = P_i \times h_i^* = 281,311 \times 2.591 = 728.910 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{Mr_i = 728.910 \text{ KN.m}}$$

- **Action d'oscillation** : le moment de renversement d'ensemble sous l'action d'oscillation, est exprimé par :

$$Mr_0 = P_0 \times h_0^*$$

Avec :

$h_0^*$  : le niveau d'application des pressions d'oscillation incluant l'effet de la pression sur la base est tel que

$$h_0^* = H_e \times \left[ 1 - \frac{ch\left(1,84 \times \frac{H_e}{Ri}\right) - 2}{1,84 \times \frac{H_e}{Ri} \times sh\left(1,84 \times \frac{H_e}{Ri}\right)} \right]$$

AN :

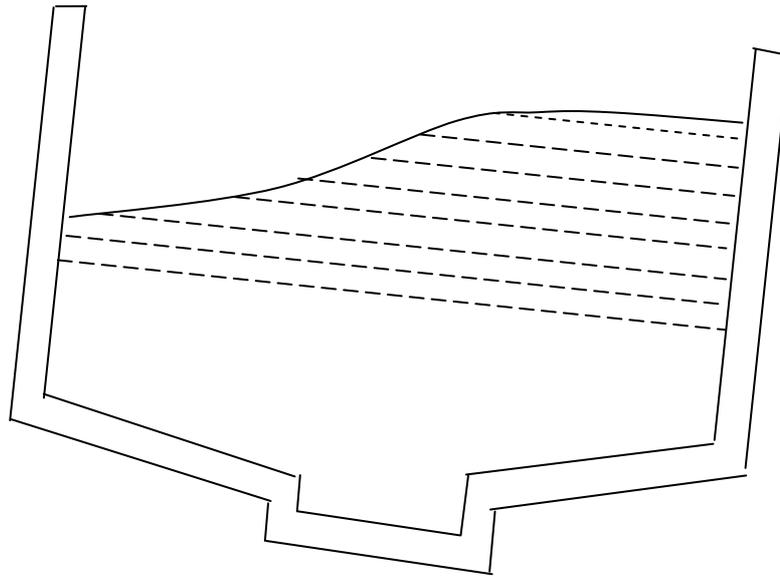
$$h_0^* = 4,47 \times \left[ 1 - \frac{ch\left(1,84 \times \frac{4,47}{7,25}\right) - 2}{1,84 \times \frac{4,47}{7,25} \times sh\left(1,84 \times \frac{4,47}{7,25}\right)} \right] = 5,274 \text{ m}$$

$$\mathbf{h_0^* = 5.274 \text{ m}}$$

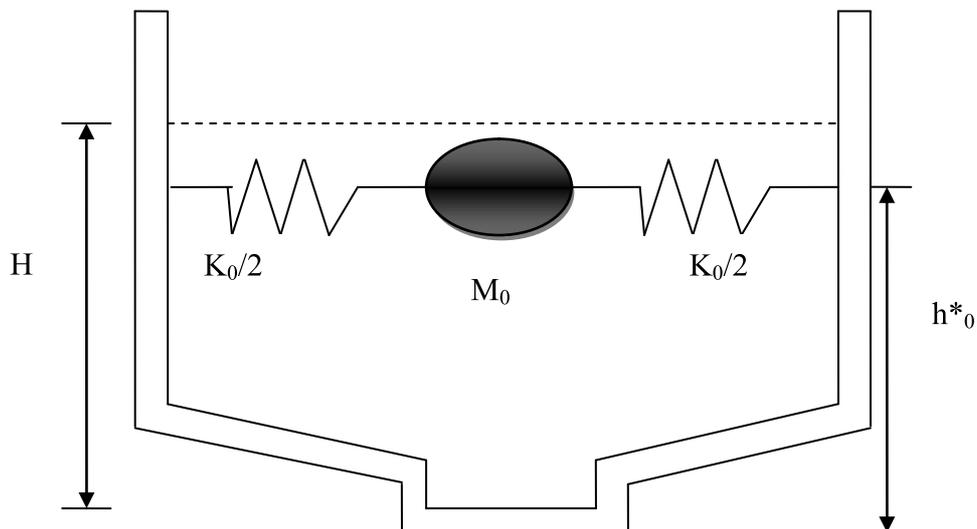
D'où:

$$Mr_0 = P_0 \times h_0^* = 332.271 \times 5.274 = 1752.425 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{Mr_0 = 1752.425 \text{ KN.m}}$$



**Figure 9.6 : Système physique équivalent des pressions d'oscillation, action sur les parois et sur la base**



**Figure9.7 : Système mécanique équivalent des pressions d'oscillation, action sur les parois et sur la base**

## 9.4. Etat limite de service de niveau de fonctionnement minimal

La hauteur maximale des vagues, après oscillation est donnée par la relation suivante :

$$D_{\max} = \frac{0,408 \times Ri}{\left(\frac{g}{\omega_0^2 \times \Phi_0 \times Ri} - 1\right) \times th\left(1,84 \times \frac{He}{Ri}\right)}$$

➤ Calcul de pulsation propre d'oscillation  $\omega_0$  :

$$\omega_0^2 = \frac{g}{Ri} \times 1,84 \times th\left(1,84 \times \frac{He}{Ri}\right)$$

AN:

$$\omega_0^2 = \frac{9,81}{7,25} \times 1,84 \times th\left(1,84 \times \frac{4,47}{7,25}\right) = 2.022 \text{ rad/s}$$

$$\omega_0 = 1.422 \text{ rad/s}$$

D'où:

$$D_{\max} = \frac{0,408 \times 7.25}{\left(\frac{9,81}{2,022 \times 0.118 \times 7,25} - 1\right) \times th\left(1,84 \times \frac{4,47}{7,25}\right)} = 0.867 \text{ m}$$

$$D_{\max} = 0.867 \text{ m}$$

$D_{\max} = 0.867 \text{ m} < 5,75 - 4,47 = 1,28 \Rightarrow$  la vague n'atteint pas la couverture de réservoir

## 9.5. Vérification vis-à-vis des efforts dus à la pression hydrodynamique (Etat limite de stabilité)

### 9.5.1 La stabilité au renversement

Moment stabilisant  $\geq$  moment renversant

Ou Si  $K = \frac{MOMENT \text{ STABILISANT}}{MOMENT \text{ RENVERSEMENT}} > 1,5 \Rightarrow$  l'ouvrage est dit stable

➤ Moment stabilisant :

$$M_{\text{stabilisant}} = P_{\text{TOT}} \times R_{\text{ext}}$$

avec :

$P_{TOT}$  : poids du réservoir vide + poids de l'eau = 887,47 t

$R_{ext} = 7,55$  m

$$M_{stabilisant} = 887,47 \times 7,55 = 6700,40 \text{ t.m}$$

$$\mathbf{M_{stabilisant} = 67004 \text{ KN.m}}$$

➤ Moment renversant :

$$M_{renversant} = Mr_0 + Mr_i = 728.910 + 1752.425 = 2481,335 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{M_{renversant} = 2481,335 \text{ KN.m}}$$

$$K = \frac{67004}{2481,335} = 27 > 1,5$$

## Conclusion

La valeur de  $K = 27 > 1,5$  le réservoir est stable au renversement vis-à-vis de l'effort du séisme

### 9.5.2. Stabilité au glissement

Pour la résultante des forces horizontales  $F_h$ , nous considérons la somme de la force d'impulsion et de la force d'oscillation.

Force de glissement :  $P_i$  et  $P_0$  qui est égale à :

$$F_h = 281,311 + 332,271 = 613,582 \text{ KN}$$

Masse de notre ouvrage est égale = 8874,7 KN.

$$613,582 \leq 8874,7$$

## Conclusion

Il n'y a pas de glissement, la force stabilisatrice est plus grande que la force de glissement.

### 9.5.3 Vérification de la section d'encastrement :

D'après le RPA99, cette vérification consiste à la satisfaction de la condition ci-après :

$$\tau_u = \tau_{statique} + \tau_{hydrodynamique} < \bar{\tau}$$

Où :

$$\tau_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1.15 \text{ (Situation accidentelle)}$$

D'où :

$$\tau_u = 0.07 \times \frac{25}{1.15} = 1.52 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.52 \text{ MPa}$$

$$\tau_{statique} = \frac{1,5 \times Q}{b_0 \times d}$$

Q = la poussée des terres maximales à la base du réservoir.

$$\tau_{statique} = 0.913 \text{ MPa}$$

$$\tau_{hydrodynamique} = \frac{P}{S} = \frac{Pi + P0}{(Dext^2 - Dint^2) \times \pi}$$

Où :

P : est l'effort tranchant a la base

$$\tau_{hydrodynamique} = \frac{613582}{(7,55^2 - 7,25^2) \times \pi} \times 10^{-6} = 0,0440 \text{ MP}$$

$$\tau_{hydrodynamique} = 0,0440 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \tau_{statique} + \tau_{hydrodynamique} = 0,91 + 0,0440 = 0,954 \text{ MPa} < \tau = 1,52 \text{ MPa}$$

## Conclusion

La contrainte de cisaillement est vérifiée donc l'encastrement résiste à l'effort tranchant.

### 9.5.4 Ferrailage de la paroi au séisme

La paroi est sollicitée par un effort de compression due au poids propre de la structure et un moment de flexion hydrodynamique.

C'est le cas d'une situation accidentel (séisme), on est en présence d'une flexion composée le calcul se fera à L' ELU

A l'encastrement, le moment et l'effort normal sont très importants donc la combinaison la plus défavorable est :

$$M_f = M_{fi} + M_{f0} = 1902,6 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 1.9026 \text{ MN.m}$$

Avec :

$M_f$  : moment de flexion résultant

Pour avoir la distribution de moment fléchissent par mètre linéaire, on divise  $M_f$  par le périmètre moyen du voile.

$$P_m = 2 \times \pi \times R_m$$

Avec :

$R_m$  : rayon moyen du voile =7,4 m

$$P_m = 2 \times \pi \times 7,4 = 46,5 \text{ m}$$

$$P_m = 46,5 \text{ m}$$

$$M_f = M_u = 0,041 \text{ MN.M/ml}$$

$$N_u = \frac{(1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q)}{2 \times \pi \times R_m}$$

Avec :

G : poids de la paroi = 160,6 t.

Q : charge d'exploitation = 2 t.

D'où :

$N_u = 0,035 \text{ MN/ml}$

$N_u$  est un effort de compression

Calcul l'excentricité  $e_0$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_0 = 1,17 \text{ m.}$$

$$e_0 > 0,5h - c' = 0,10 \text{ m}$$

$N_u$  : effort de compression

C : Le centre de pression se trouve

en dehors de la zone limitée par les armatures

S.R.P.C ou S.R.P.T  
02 étapes de calcul

➤ **Étapes fictive sous  $M_{uf}$**

$$M_{uf} = N_u \times (e_0 + d - 0,5 \times h)$$

Avec :

$$h = 0,3 \text{ m.}$$

$$d = h - c = 0,25 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow M_{uf} = 0,044 \text{ MN. m/ml}$$

$$f_{bu} = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{1,15} = 18,47 \text{ MPa.}$$

$$\xi_u = \frac{M_{uf}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0,044}{1. (0,25)^2 \cdot 18,47} = 0,038 < \xi_l = 0,392.$$

⇒ Section rectangulaire simplement armée  $A_{scf} = 0$

$$\xi_u = 0,038 \Rightarrow \text{tableau à l'ELU } \beta = 0,981$$

$$A_{stf} = \frac{M_{uf}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0,044}{0,981 \cdot 0,25 \cdot 266,6} \times 10^4 = 6,73 \text{ cm}^2$$

➤ Retour à la section réelles ( c.a.d en flexion composée).

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 6,73 - \frac{0,035 \times 10^4}{266,6}$$

$$\begin{cases} A_{st} = 5,42 \text{ cm}^2 \\ A_{sc} = A_{scf} = 0 \end{cases}$$

Vérification de la condition de non fragilité (CNF).

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \left( \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d} \right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 2,84 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$A_{\text{choisit}} = \max (A_{st} ; A_{sc} ; A_{\min}) = 5,42 \text{ cm}^2$$

On opte pour le ferrailage 5 T12 = 5,65 cm<sup>2</sup>

### Conclusion

Ce ferrailage n'est pas final, on doit le comparer avec celui qu'on a calculé à l'état statique, et on prend le max.

$$\begin{cases} A_{\text{statique}} = 15,75 \text{ cm}^2 \Rightarrow 14 \text{ T } 12 = 15,83 \text{ cm}^2 \\ A_{\text{hydrodynamique}} = 5,42 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5 \text{ T } 12 = 5,65 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Donc :

$$A_{\text{final}} = \max (A_{\text{statique}} , A_{\text{hydrodynamique}}) = 14 \text{ T } 12$$

**Introduction :**

Les critères de réussite dans la conduite d'une station d'épuration sont de trois ordres :

- obtenir les performances épuratoires du cahier de charge,
- assurer la pérennité des installations,
- optimiser le coût de fonctionnement de l'épuration.

C'est incontestablement, la maîtrise des procédés de traitement et la gestion rigoureuse de infrastructure et équipement présents dans la station d'épuration qui permettent par une exploitation optimale de la station, d'atteindre ce critère de réussite et répondre ainsi aux exigences en matière de norme de rejet dans le milieu récepteur pour la sauvegarde environnemental ou encore en matière de réutilisation de l'eau épurée dans un souci d'économie de l'eau.

L'exploitation d'une station d'épuration peut se résumer en une série d'opération de :

- maintenance et entretien des installations,
- maîtrise et amélioration du schéma de traitement en contrôlant et en modifiant si nécessaire certains paramètres du processus d'épuration.

Ces opérations exigent des proposés à la gestion et l'exploitation de la station la connaissance des notions hydrauliques, de mécanique, d'électromécanique, de chimie et de biologie.

Ils devront faire en plus, preuve d'un intérêt réel pour la protection de l'environnement et d'une scène de responsabilité car leur mission touche à la santé publique.

**10.1. Contrôle de fonctionnement**

Le bon fonctionnement et la durée de vie d'une station d'épuration dépendent fortement de l'entretien de ses ouvrages. Il faut veiller donc au maintien en parfait état de propreté de l'ensemble de la station en nettoyant les rigoles, caniveaux, murs...etc.

Les ouvrages métalliques doivent être repeints en moyenne tous les cinq ans afin de les protéger contre la corrosion.

Les ouvrages en béton doivent être régulièrement inspectés. Les vérifications doivent porter sur l'étanchéité, la détection des fissures, les ruptures des joints de dilatation.

Il faut lubrifier et graisser régulièrement tous les équipements mécaniques et électromécaniques et veiller à leur bon fonctionnement.

Pour les équipements immergés, une vidange une fois par ans des ouvrages ou ils sont disposés est nécessaire pour leur entretien. Les équipements d'aération doivent être également inspectés régulièrement en nettoyant les orifices de diffusion de l'air.

Ce qui nous mène à exiger une attention distinctive afin d'assurer de façon continue l'épuration conforme des effluents. Elle doit s'exercer à plusieurs niveaux :

- **Contrôles journaliers :**

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

- le test de décantabilité et de turbidité,
- les odeurs,
- les couleurs des boues,
- le manque d'oxygène se fait sentir par une odeur désagréable, et une couleur de boue grise noire, on peut dire que c'est un indice optique et odorant.

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

- **Contrôles périodiques :**

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

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

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

échantillons moyens représentatifs afin de mesurer les débits et les différents paramètres de pollution tel que la DBO, la DCO, le MES, l'azote, le phosphates....etc,

- des analyses sur l'effluent épuré qui pourront s'effectuer à partir des prélèvements effectués toutes les heures, visant à déterminer les mêmes paramètres en fonction du débit.

## 10.2. Mesure des paramètres de fonctionnement de la station :

### • Mesure de la turbidité :

Ce test nous permet d'avoir le degré d'épuration atteint après la décantation secondaire.

L'épreuve la plus couramment utilisée est cependant l'évaluation de la transparence de l'effluent traité à l'aide d'un disque de SECHÉL. Ce disque de 0,50 cm, sera plongé lentement dans l'eau. Le niveau d'eau (**h**) repéré sur la tige métallique graduée fixée au centre du disque, nous renseignera sur la qualité de l'eau selon ces données.

- $h < 20\text{cm}$  l'eau est mauvaise
- $40 < h < 50$  l'eau est bonne
- $H < 60$  l'eau est très bonne

### • Mesure de la teneur en oxygène dissous :

La mesure de la teneur en oxygène dissous est réalisée à l'aide d'une sonde paléographique (sonde à oxygène) dans le bassin d'activation **15** mn après la mise en route des systèmes d'aération. Le but de cette opération est de :

- mesurer une concentration moyenne en oxygène dissous comprise entre 0,50 et 2 mg/l,
- suivre l'évolution de la teneur en oxygène dissous après l'arrêt des dispositifs d'aération.

### • Mesure de pH et température :

La mesure de pH est indispensable et cela pour connaître le degré d'alcalinité et d'acidité du milieu.

La mesure du pH doit être faite à l'entrée de la station et cela pour prendre toutes les mesures pour le bon fonctionnement des ouvrages.

Pour maintenir la température nécessaire aux bactéries et surtout durant la période froide la mesure de la température est très recommandée.

### 10.3. Entretien des ouvrages :

- **Le dégrilleur :**

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

- **Déssableur-déshuileur :**

- maintenir quotidiennement le poste en état de propreté,
- vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement de l'installation,
- vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement du pont roulant et des procédés de raclage, suivi du déroulement complet d'un cycle de fonctionnement,
- faire fonctionner 24h/24h le pont roulant et l'insufflation d'air.

- **Désinfection des eaux épurées :**

- maintenir le poste en état de propreté,
- respecter les procédures de mise en marche et d'arrêt des installations fournies par les constructeurs,
- faire fonctionner régulièrement le circuit de secours de chloration,
- ne jamais utiliser l'eau dans les circuits véhiculant du chlore,
- au cours de toute intervention dans les locaux de stockage et dosage, respecter les consignes de sécurité.

- **Lits de séchage :**

- préalablement à l'épandage des boues liquides, le lit de sable devra être soigneusement désherbé et ratissé afin de détasser la masse filtrante et la régulariser,
- les quantités de boues à admettre sur les lits de séchage ne devront pas dépasser une épaisseur de 40 cm,
- après deux à trois utilisations du lit, la couche superficielle est renouvelée par un

sable propre,

- tous les deux ans, il faut changer les lits de séchage (les lits seront refaits complètement car les drains seront colmatés ou brisés),
- entre deux épandages de boues, le lit pourra être protégé par un film plastique destiné à éviter la prolifération de la végétation et le tassement des matériaux filtrants par les précipitations.

- **Bassin d'aération :**

- chaque jour contrôler et intervenir pour tous les équipements d'aération fonctionnant convenablement,
- vérifier et entretenir les procédures automatiques de démarrage et d'arrêt des aérateurs,
- noter les paramètres de fonctionnement tel que le débit et l'oxygène,
- mesurer et noter quotidiennement la charge en DBO entrante.

- **Clarificateur :**

- maintenir le clarificateur en état de propreté,
- vérifier tous les six mois le bon fonctionnement des dispositifs d'isolation du clarificateur,
- vérifier quotidiennement le bon fonctionnement des dispositifs de pompes des écumes,
- analyser contractuellement l'eau après clarification (DBO, DCO, MES),
- sa vidange nécessaire par intervention, vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôle et entretien des structures immergées.

- **Épaississeur :**

- maintenir quotidiennement le poste en état de propreté,
- mesurer quotidiennement la hauteur du voile de boue, le garde boue ne doit pas être inférieur à 2 m,
- contrôler et noter chaque jour le pH des eaux surversées et des boues épaissies,
- relever les volumes des boues soutirées des épaississeurs,
- vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôler les structures immergées.

#### 10.4. Hygiène et sécurité dans le travail

Parmi les aspects techniques du traitement des eaux, ceux qui ont trait à l'hygiène et la sécurité du personnel revêtent une importance de premier plan.

Les accidents de travail comme les maladies professionnelles pénalisent le travailleur lui-même par des douleurs physiques, des handicaps temporaires ou permanents et parfois mortels, l'entreprise par une baisse de productivité et la désorganisation du travail, sans oublier l'effet moral désastreux que cela peut engendrer sur le personnel.

Les soucis de l'hygiène et de la sécurité au travail doivent se manifester dès la conception des ouvrages de traitement car le respect des normes de fonctionnement et règlement doivent être de vigueur. Le personnel d'exploitation doit perpétuer ces soucis en favorisant des habitudes saines et mettant des consignes de nature à se et à protéger tous les effectifs.

##### **Risques liés au travail :**

Les risques de traumatismes sont nombreux dans les stations de traitements et dans les ouvrages qui leur sont associés tels que les égouts et les stations de pompage. On distinguera :

##### **a. Les risques banals :**

Parmi les risques banals on citera :

- les lésions au dos, les foulures, fractures et contusions,
- les coupures, écorchures,
- la pénétration d'un corps étranger dans l'œil,
- la chute d'un objet sur le pied,
- les blessures à la tête.

Ces risques banals peuvent être évité par un entretien ménager adéquat des lieux de travail et par le port de tenue de travail approprié (casques, gants, chaussures...etc.).

##### **b. Les risques spécifiques :**

Les risques d'infection associés aux eaux usées proviennent du contact avec ces eaux. Les boues ou les dispositifs souillés par ces eaux. Ce contact peut entraîner des infections telles que le tétanos, la fièvre typhoïde, dysenterie, diarrhée,...etc, Il faut donc :

- éviter tout contact avec les eaux usées et les boues,
- après une intervention quelconque auprès des appareils de traitements des eaux usées, se laver les mains et la figure,
- éviter de boire ou de manger dans le voisinage des ouvrages de traitement des

eaux usées,

- se vacciner obligatoirement contre le tétanos, la tuberculose, la typhoïde,
- laver fréquemment ses vêtements,
- désinfecter immédiatement et protections des plaies, brûlures et autres.

### **Risques associés aux gaz, vapeurs et poussières :**

Parmi les risques spécifiques, il y a ceux liés aux gaz vapeurs et poussières. En effet, plusieurs réactifs chimiques gazeux tels que l'oxygène, le chlore, l'ozone, le dioxyde de chlore et le dioxyde de soufre sont utilisées pour traiter les eaux.

La fermentation anaérobie des eaux usées dans les égouts et puits de pompage occasionne le dégagement des gaz suivants :

- le méthane, CH<sub>4</sub>,
- le sulfure d'hydrogène, H<sub>2</sub>S,
- le dioxyde de carbone CO<sub>2</sub> auxquels s'ajoutent des traces d'hydrogène et d'ammoniac,

La plupart de ces gaz sont inflammables et hautement toxiques.

### **c. Autres risques :**

Les autres risques auxquels le personnel exploitant la station est exposé sont :

- les risques liés à l'électricité,
- les risques d'incendie,
- les risques mécaniques,
- les risques en laboratoire,
- les risques de chute dans les bassins.

### **10.5. Disposition générale :**

Le préposé à l'exploitation d'une station de traitement a la responsabilité d'assurer à son personnel un milieu de travail sur et salubre. Parmi les moyens à caractère général qu'il doit prendre, il convient de signaler les suivants :

- conserver un dossier précis et complet sur chaque accident de travail,
- assurer la disponibilité et le bon ordre de tous les dispositifs de protection jugés nécessaires à la sécurité y compris les trousse de premiers soins,
- maître en évidence les numéros de téléphone de divers services d'urgence,
- se familiariser avec la réglementation gouvernementale portant sur la sécurité en milieu de travail,

- voir à la formation de tous les membres du personnel en ce qui a trait à la sécurité,
- mettre au point en ce qui concerne l'exploitation et l'entretien des modes opératoires tenant compte de la sécurité, promulguer des règles à suivre et veiller à leur respect,
- encourager le personnel à suivre des cours de secourisme,
- veiller à l'entretien ménager et bon ordre.

## **Conclusion**

Gérer et exploiter une STEP reposent essentiellement sur deux (02) critères que l'exploitant doit impérativement respecter et appliquer rigoureusement :

- 1- l'entretien permanent de l'ensemble des ouvrages de la STEP permet d'exploiter la station dans de très bonnes conditions et contribuer ainsi à ses performances et à l'augmentation de sa durée de vie,
- 2- l'hygiène et la sécurité dans le travail est un paramètre important car il y va de la santé et même de la vie de l'ensemble du personnel de la station.

### **Conclusion**

L'épuration des eaux usées en ALGÉRIE est devenue une vraie problématique du fait du mauvais rendement épuratoire. Ceci a conduit les autorités à une réflexion sur le problème de rejets urbains.

Notre mémoire de fin d'étude, s'inscrit dans cette logique afin de mettre en place un dispositif de traitement pour l'épuration des eaux usées de la ville de Ouadhias, pour protéger l'Oued Sébaou principal affluent du barrage de Taksebt.

Dans le cadre de cette étude, nous avons traité deux aspects de la conception d'une station d'épuration à savoir une partie hydraulique et un aspect génie civil.

En effet, dans la partie hydraulique nous avons traité l'aspect traitement des eaux en présentant les différents procédés d'épuration et en choisissant la variante des boues activées à faible charges.

Dans la partie génie civil nous avons traités l'aspect calcul béton armé et vérification des sections.

Compte tenu du fait que la durabilité de la station en question dépend de la bonne gestion et exploitation de celle-ci, nous avons présenté quelques recommandations par rapport à cet aspect.

Enfin nous pouvons dire qu'à travers cette étude, nous avons mis en pratique les connaissances acquises lors de notre formation et surtout pris en conscience de l'aspect pratique et pluridisciplinaire (chimie des eaux, écoulement, biologie, béton....) de ce genre de projet.

# Glossaire

**Aérobic-Aérobic** : désigne une situation dans laquelle l'oxygène est présent à l'état dissous.

**Age des boues** : temps, exprimé en jours, correspondant au nombre de jours nécessaires statiquement au renouvellement total de la population bactérienne dans le système d'épuration.

**Anaérobic-Anaérobiose** : désigne une situation dans laquelle l'oxygène est totalement absent, qu'il soit libre ( $O_2$ ) ou lié à molécule type nitrate ( $NO_3^-$ ).

**Bactérie** : organisme vivant de taille microscopique ayant besoin pour se développer de tous les éléments qui constituent sa structure cellulaire, c'est-à-dire : C, H, O, N, P, S, ... ces éléments se trouvent dans les eaux usées sous forme de molécules plus ou moins complexes : glucide ( sucre, cellulose...), protéine, lipides ( matière grasse, hydrocarbures... ) ; les bactéries se nourrissent donc de matières organiques, et sont donc impliquées dans les processus de décomposition et de biodégradation. Elles sont la base de la transformation de la matière organique ; elles se multiplient par division cellulaire.

**Biodégradable – biodégradabilité – biodégradation** : dégradation sous l'action du métabolisme d'organismes vivants de la matière organique.

**Biomasse** : masse totale de la matière vivante.

**Boue activée** : amas biologique (floc) formé, au cours du traitement d'une eau résiduaire, par la croissance de bactéries et d'autres micro-organismes en présence d'oxygène dissous et par les diverses MES (végétaux, sable...)

**By-pass** : canalisation permettant de court-circuiter la station d'épuration ou une partie de la station.

**Charge massique (Cm) :** flux de DBO<sub>5</sub> entrant par jour dans le système biologique par unité de masse de matière volatiles en suspension. La charge massique s'exprime en Kg DBO<sub>5</sub>/Kg.MVS.j. On distingue ainsi les procédés à faible charge, moyenne charge et forte charge massique.

**Charge volumique (Cv) :** flux de Kg DBO<sub>5</sub> entrant par jour dans le système biologique par unité de volume du système (en Kg DBO<sub>5</sub> m<sup>-3</sup> j<sup>-1</sup>).

**Clarificateur – décanteur secondaire :** ouvrage dans lequel s'effectue la séparation des phases solide et liquide, par sédimentation des matières décantables

**DBO<sub>5</sub> – demande biochimique en oxygène :** masse d'oxygène dissous nécessaire à l'oxygène biologique pendant cinq (5), des matières organique contenues dans l'eau. Elle s'exprime en g O<sub>2</sub>.L<sup>-1</sup>.

**DCO – demande chimique en oxygène :** masse d'oxygène dissous nécessaire à l'oxydation chimique des matières organique et/ou inorganique contenues dans l'eau. Elle s'exprime en g O<sub>2</sub>.L<sup>-1</sup>.

**Décantabilité :** aptitude des matières solides en suspension à sédimenter.

**EH ou Eq/Hab :** équivalent/habitant unité de pollution journalier correspondant à un habitant théorique.

**Floc :** on s'intéresse ici au floc bactérie, forme par l'agglomération de bactéries et de matières organique et émire.

**Floculation :** formation de grosses particules, par agglomération de petites particules, sous l'action de moyens mécaniques, physique, chimique,...etc.

**Flottant – matières flottantes :** matières solides qui stagnent à la surface de l'eau. Les flottant peuvent être composés de corps gras, de déchets non ou

insuffisamment pièges dans l'étape de dégrillage (papiers, plastiques, fillasses,...etc.

**Matières en suspension (MES)** : concentration en ( mg.L-1) en matières solides (matières organique et minérales) contenues dans un liquide. Elles sont déterminées par filtration ou centrifugation.

**Matière organique** : désigne l'ensemble des substances d'origine biologique et autres substance oxydables contenues dans un effluent

**Matière volatiles en suspension (MVS)** : fraction organique d'un mélange en (mg.L-1), elles constituent une fraction des matières en suspension.

**Nitrification** : oxydation de l'azote ammoniacal

**Phosphate (p)** : molécule chimique constituée d'atome de phosphore oxyde.

**PH** : potentiel d'hydrogène.

**STEP** : station d'épuration.

## **Bibliographie**

- ❖ **GUERRIN** «traité de béton armée ». Tome6.
  - ❖ **GOMELLAH, H. GUERREE** «les eaux usées dans les agglomération urbaines et rurales ». Tome2, Edition Eyrolles, paris 1983.
  - ❖ **Jean-Pierre MOUGIN** « B.A.E.L 91 ».
  - ❖ **National Eau et Environnement (N .E. E).**
  - ❖ «**Règlement Parasismique Algérienne** » RPA99 version 2003.
- 
- ❖ **Cours et travaux dirigée** : ouvrage hydraulique, aménagement hydraulique, RDM, hydraulique urbaine,...). UMMTO.
  - ❖ **Documentation électronique** : INTERNET.