

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Systèmes d'Assainissement.

THEME :

**DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'EPURATION DE
MECHTRAS (W.TIZI-OUZOU)**

Présenté par :

M^r : CHAOUI Saïd

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^{me} MEDDI.H	M.C.B	Présidente
M^{me} HOULI .S	M.A.A	Examinatrice
Mr RASSOUL.A	M.C.B	Examineur
M^{me} KAHLERRAS .M	M.A.A	Examinatrice
M^{me} AMMOUR.F	M.A.A	Promotrice

Septembre 2012

Remerciement

Au terme cette modeste étude Je tiens à remercier tout d'abord le Dieu tout puissant de m'avoir donné la force et le courage pour mettre à terme ce travail.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements également :

- + Madame AMMOUR à laquelle je tiens à exprimer ma profonde gratitude pour ses multiples efforts , ses apports précieux et la confiance qu' elle m'a accordée afin de mené travail à terme., ainsi que pour ses multiples et précieux conseils scientifiques, professionnels ou tout simplement humains , qu'elle a su me prodiguer aux moments opportuns.*
- + Je remercie le président et les membres du jury qui me feront honneur de juger mon travail.*
- + Je voudrais aussi remercier l'ensemble des professeurs, la direction de l'école et le ministère de tutelle pour avoir veillé sur notre formation.*
- + Mr TERZI, chef de service de l'Office National d'Assainissement de la wilaya de Tizi Ouzou pour l'ensemble des moyens qu'il a mis à notre disposition et son aide lors de collecte des données pour réalise ce modeste travail , ainsi l'ensemble de l'équipe de O.N.A pour leurs soutient et leurs aide précieux.*

Sans oublier ma très chère copine « Safia » qui m'a encouragée et aider durant toutes mes années d'étude, pour ses précieux efforts et son soutien moral pour mener ce travail à terme ainsi que mes amis qui ont su m'encourager et me soutenir et à qui je dédie ce travail en témoignage de ma profonde affection.

Enfin, un grand merci tous ceux qui m'ont aidé pour toutes les personnes, que ce soit par leur amitié, leur conseils ou leurs soutient moral qui ont contribué de près ou de loin pour la réalisation de ce mémoire.

** Said**

Dédicace

Je dédie ce modeste travail d'abord :

🌹 *A mes très chers parents Ouiza et Ali pour tous leurs sacrifices, afin de m'offrir le repos et le bonheur dans la vie, pour leurs soutiens moral et financier durant toutes mes années d'études. Que Dieu leur accorder une longue vie afin qu'ils puissent trouver en moi toute gratitude et l'attention voulue. Merci mes très chers parents je ne vous remercierai jamais assez.*

🌹 *A ma grande mère Massouada que Dieu puisse l'accorder une longue vie.*

🌹 *A mes très chers frères Ahcen, Madjid et Ahmed, je ne vous remercierai jamais assez.*

🌹 *A mes très chères petites adorables sœur Tinhinane et Meriem.*

🌹 *A Kahina, ma sœur pour ses conseils durant toutes mes années d'étude, sans oublier son mari Mohamed et leurs petites enfants adorable Aziz et Saïd.*

🌹 *A ma copine Safia, je ne te remercierai jamais assez pour tes actes.*

🌹 *A tous mes amis de Timezrit, M'kira et Tizi Gheniff sans exception (Djamal, Mehrez, Samir, Ferhat, Rabah, Dahmane....)*

🌹 *A tout le groupe d'assainissement.*

🌹 *A tous mes amis de l'ENSH sans exception (Samir, Kaci, Djigou, Ami l'Hadj, Hamza, Idir, Khaled, Ahmed, Youva, ...et tous les anciens).*

🌹 *Enfin à l'âme de ma défunte grand-mère Fatma que Dieu l'accueille en son vaste paradis.*

Saïd

ملخص

عملنا الحالي يتضمن إقامة محطة لتطهير المياه المستعملة على مستوى مدينتي مشتراس و اسي يوسف بولاية تيزي وزو و هذا يهدف إلى المحافظة على مياه سد تاكسبت والوسط الطبيعي و حماية الصحة العمومية من التلوث و امكانية استعمال هذه المياه المطهرة في القطاع الفلاحي. مذ كرتنا هذه تتضمن دراسة مفصلة لتجسيد المحطة بقدرة استيعاب متوسطة و ضئيلة (اقل من 100000 نسمة معادلة) على مرحلتين

- الأولى معالجة المياه المستعملة في أفق 2025 ذات قدرة معالجة 56844 نسمة معادلة.
- الثانية توسيع المحطة لضمان رفع قدرة استيعاب إلى 8 1130 نسمة معادلة في أفق 2040.

Résumé

Notre présent travail consiste à réaliser une station d'épuration pour les communes de Mechtras et Assi Youcef (W.Tizi-Ouzou) dans le but de préserver la cuvette de barrage de Taksabt contre la pollution, protéger le milieu naturel et la santé publique contre toute nuisance et une éventuelle réutilisation de ces eaux usées épurées en agriculture.

Dans ce mémoire, on a dimensionné la station d'épuration des eaux usées par boues activées à moyenne charge et à faible charge et cette dernière est utilisée pour les collectivités de petites tailles (inférieur à 100000 Eq habitant), cette station se réalise en deux phases :

La première phase permettra de traiter la pollution de 56844 équivalent habitant à l'horizon 2025.

La deuxième phase (extension) correspond à une augmentation de la capacité initiale de la station soit de 81130 équivalent habitant à l'horizon 2040.

Abstract

Our dissertation consists of carrying out a purification plant for the town of Mechtras and Assi Youcef (Tizi-Ouzou) to protect the dam of Taksebt against the pollution with an aim of preserving the natural environment protecting the public health and in improve the ecologic conditions of the province.

In this dissertation, we will size the treatment plant wastewater by activated sludge to average charge.

The first phase will permit to treat pollution due to the population will 56844 inhabitants in 2025 horizons.

The second phase consists of extension workshops. These latter correspond to an increase of the initial capacity of the station with 81130 equivalent habitants.

Sommaire

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction	2
I.1. Situation géographique.....	2
I.2. Situation morphologique	3
I.3. Situation géologique et géotechnique	3
I.4. Situation hydrographique	4
I.5. Situation climatique.....	4
I.5.1. Pluviométrie.....	4
I.5.2. Température.....	5
I.5.3. Vent	6
I.5.4. Humidité relative.....	7
I.5.5. Ensoleillement	7
I.5.6. Gel	7
I.5.7. Neige	7
I.5.8. Orage.....	7
I.5.9. Evaporation.....	8
I.6. Situation hydraulique	8
I.6.1. Alimentation en eau potable	8
I.6.2. Système d'assainissement existant.....	8
I.6.2.1. Présentation du système	8
I.6.2.2. Principaux points de rejets existants	9
I.7. Situation démographique	10
I.8. Présentation du site d'implantation de la station.....	11
Conclusion	13

Chapitre II : Généralités sur les eaux usées

Introduction	14
II.1. Définition de la pollution de l'eau	14
II.2. Origine des eaux usées.....	14
II.2.1. Les eaux usées domestiques	14
II.2.2. Les eaux usées industrielles.....	14

II.2.3. Les eaux de ruissellement	15
II.2.4. Les eaux parasites	15
II.2.5. Les effluents agricoles	15
II.3. La pollution des eaux	15
II.3.1. les différentes formes de la pollution	15
II.3.2. Les différents types de pollution	16
II.3.2.1. La pollution chimique	16
II.3.1.2. La pollution organique	16
II.3.1.3. la pollution radioactive	17
II.3.1.4. La pollution thermique.....	17
II.3.1.5. La pollution microbienne.....	17
II.3.1.6. La pollution agricole	17
II.3.1.7. La pollution par les hydrocarbures.....	17
II.4. Les paramètre de pollution	18
II.4.1. Les paramètres physiques	18
II.4.1.1. La température	18
II.4.1.2. L'odeur.....	18
II.4.1.3. La couleur	18
II.4.1.4. La turbidité.....	18
II.4.1.5. Les matières en suspension (MES)	18
II.4.1.6. Matières volatiles (MVS)	18
II.4.1.7.Matières minérales (MM)	19
II.4.1.8. Matières décantables et non décantables	19
II.4.2. Les paramètres chimiques	19
II.4.2.1. Le PH (potentiel hydrogène)	19
II.4.2.2. L'oxygène dissous.....	19
II.4.2.3. La demande biochimique en oxygène (DBO ₅).....	19
II.4.2.4. La demande chimique en oxygène (DCO)	20
II.4.2.5. Les nutriments	20
II.4.3. Paramètres microbiologiques	21
II.5. Estimation des rejets d'eaux usées.....	21
II.5.1. L'Equivalent Habitant.....	21
II.5.2. Charges polluantes	21
II.5.2.1. Charges en DBO ₅	21
II.5.2.2. Charges en MES	21

II.6. Les normes de rejet	22
Conclusion	22

Chapitre III : Procédés d'épuration des eaux usées

Introduction	23
III.1. Les différentes étapes du traitement des eaux usées.....	23
III.1.1. Prétraitement	23
III.1.1.1.Relevage	24
III.1.1.2. Dégrillage	24
III.1.1.3. La dilacération.....	25
III.1.1.4. Le tamisage.....	25
III.1.1.5. Dessablage	26
III.1.1.6. Dégraissage-déshuilage	26
III.1.2. Traitement primaire	27
III.1.3. Traitement secondaire	28
III.1.3.1. Traitement physico-chimique.....	28
III.1.3.2. Traitements biologiques.....	29
III.1.4. Traitement tertiaire ou complémentaire	38
Conclusion	38

Chapitre IV : Dimensionnement des ouvrages

Introduction	39
IV.1. Analyse des eaux usées	39
IV.1.1. Echantillonnage	39
IV.1.2. Résultats et interprétations.....	40
IV.2. Calculs de base pour le dimensionnement	43
IV.2.1. Estimation des débits	43
IV.2.2. Evaluation des rejets	44
IV.2.3. Evaluation des charges polluantes.....	46
IV.3. Dimensionnement des ouvrages de la Station d'épuration	47
IV.3.1. Prétraitements (Traitements physiques).....	48
IV.3.1.1. Dégrillage	48
IV.3.1.2. Dessablage - Déshuilage.....	54
IV.3.2. Le traitement primaire (décantation primaire)	57
IV.3.3. Traitement biologique	59

ETUDE DE LA VARIANTE A MOYENNE CHARGE

IV.3.3.1. Dimensionnement du bassin d'aération.....	59
IV.3.3.2. Calcul de concentration de l'effluent en DBO_5	60
IV.3.3.3. Calcul de la charge polluante à la sortie ($S_f = 30$ mg/l)	60
IV.3.3.4. Calcul de la charge polluante éliminée Le	60
IV.3.3.5. Le rendement de l'épuration	60
IV.3.3.6. Besoins théoriques en oxygène	60
IV.3.3.7. Besoin réel en pointe en oxygène	61
IV.3.3.8. Calcul des caractéristiques de l'aérateur	62
IV.3.3.9. Bilan de boues	62
IV.3.3.10. Calcul du clarificateur (décanteur secondaire).....	64
IV.3.4. Traitement tertiaire (désinfection).....	67
IV.3.4.1. Dose du chlore à injecter	67
IV.3.4.2. La dose journalière en chlore	67
IV.3.4.3. Calcul de la quantité de l'eau javel	67
IV.3.4.4. La quantité d'hypochlorite de sodium nécessaire	67
VI.3.4.5. La quantité annuelle d'hypochlorite de sodium	68
VI.3.4.6. Dimensionnement du bassin de désinfection	68

ETUDE DE LA VARIANTE A FAIBLE CHARGE

IV.4. Dimensionnement du bassin d'aération	69
IV.4.1. Calcul de volume du bassin	69
IV.4.2. La hauteur du bassin	70
IV.4.3. Surface horizontale du bassin	70
IV.4.4. Calcul des dimensions du bassin (carré).....	70
IV.4.5. La masse de boues dans le bassin.....	70
IV.4.6. Concentration de boues dans le bassin.....	70
IV.4.7. Calcul du temps de séjour	70
IV.5. Calcul de concentration de l'effluent en DBO_5	70
IV.5.1. Calcul de la charge polluante à la sortie ($S_f = 30$ mg/l).....	70
IV.5.2. Calcul de la charge polluante éliminée Le	70
IV.5.3. Le rendement de l'épuration.....	71
IV.6. Besoins théoriques en oxygène.....	71
IV.7. Besoin réel en pointe en oxygène.....	71

IV.8. Calcul des caractéristiques de l'aérateur	71
IV.9. Bilan de boues.....	72
IV.10. Calcul du clarificateur (décanteur secondaire)	73
IV.11. Traitement tertiaire (désinfection)	75
Conclusion	75

Chapitre V : Calcul hydraulique

Introduction	76
V.1. Déversoir d'orage.....	76
V.1.1. Définition de déversoir d'orage	76
V.1.2. Fonction de déversoir d'orage	76
V.1.3. Différents type des déversoirs	77
V.1.4. Type de déversoir d'orage.....	79
V.1.5. Dimensionnement déversoir d'orage	79
V.1.5.1. Calcul des paramètres hydraulique	79
V.1.5.2. Le débit déversé vers le milieu exutoire	80
V.1.5.3. Dimensionnement du déversoir d'orage	80
V.1.5.4. La largeur du seuil déversant.....	81
V.2. Relevage	81
V.2.1. Dimensionnement du puisard	81
V.2.1.1. Calcul de volume	81
V.2.1.2. Calcul de la surface	81
V.2.1.3. Dimensions de puisard.....	81
V.2.2. La conduite de refoulement.....	81
V.2.3. Calcul de la hauteur manométrique de la pompe.....	82
V.2.4. Choix de la pompe	83
V.3. Profil hydraulique	83
V.3.1. Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages	84
V.3.1.1. Diamètre.....	84
V.3.1.2. Longueurs des conduites.....	84
V.3.1.3. Calculs des cotes piézométriques des différents ouvrages	84
V.3.1.4. Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages et les cotes piézométriques	85

Chapitre VI: Traitement des boues

Introduction	88
VI.1. Dimensionnement des différents ouvrages de traitement des boues	88

ETUDE DE LA VARIANTE A MOYENNE CHARGE

VI.1.1. L'épaississement	88
VI.1.2. Stabilisateur aérobie	89
VI.1.3. Lits de séchage.....	91
VI.1.3.1. Calcul des lits de séchage	91

ETUDE DE LA VARIANTE A FAIBLE CHARGE

VI.2.Traitement des boues.....	93
VI.2.1. Epaississeur.....	93
VI.2.2. Lits de séchage.....	94
Conclusion	96

Chapitre VII : Gestion et Exploitation de la station

Introduction	97
VII.1. Exploitation	97
VII.2. Les paramètres à mesurer et à contrôler dans la station	97
VII.3. Contrôle de fonctionnement	98
VII.3.1. Contrôles journaliers	98
VII.3.2. Contrôles périodiques	99
VII.4. Entretien des ouvrages	99
VII.4.1. Le dégrilleur	99
VII.4.2. Désableur-déshuileur.....	99
VII.4.3. Désinfection des eaux épurées	100
VII.4.4. Lits de séchage	100
VII.4.5. Bassin d'aération.....	100
VII.4.6. Clarificateur.....	101
VII.4.7. Epaississeur	101
VII.5. Hygiène et sécurité dans le travail	101
VII.5.1. Risques liés au travail	101
VII.5.2. Risques associés aux gaz, vapeurs et poussières.....	101
VII.5.3. Disposition général	102
VII.6. Personnel exploitant.....	102
VII.6.1. Personnel nécessaire	102
VII.6.2. Formation et recyclage du personnel	102

VII.7. Equipements de laboratoire	103
VII.7.1. Matériel spécifique.....	103
VII.7.1.1. Mesure de la DBO.....	103
VII.7.1.2. Mesure de la DCO, des MES, de l'azote et du chlore libre.....	103
VII.7.2. Appareils spéciaux	103
VII.7.3. Verrerie et petit matériel	103
Conclusion	104
Conclusion Générale.....	105

Liste des tableaux

Tableau I.1: Répartition moyenne mensuelle de la pluie (1995 à 2010).....	5
Tableau I.2 : Températures mensuelles moyennes, minimales et maximales (1995 -2010)	5
Tableau I.3 : Vitesses du vent mensuelles moyennes et maximales (1995 -2010).	6
Tableau I.4 : Vitesses maximales fréquentielles (1995 -2010).....	6
Tableau I.5 : Humidité mensuelles moyennes en (%) durant la période (1995 -2010).....	7
Tableau I.6 : Ensoleillement mensuel moyen en (heures) durant la période (1995-2010).	7
Tableau I.7 : Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de gelée (1995 -2010).....	7
Tableau I.8 : Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de neige.	7
Tableau I.9 : Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours d'orages.	7
Tableau I.10 : Evaporations mensuelles et annuelles en (mm).....	8
Tableau I.11 : Evolution de la population raccordé à la STEP pour différent horizon.	11
Tableau II.1 : Le mode de traitement en fonction du rapport (DCO/DBO ₅)	20
Tableau II.2 : Normes de rejets.	22
Tableau III.1: Avantages et inconvénients des différents lagunages	31
Tableau III.2 : Classement des procédés par boues activées.....	36
Tableau IV.1 : Méthodes d'analyses des principaux paramètres examinés.....	40
Tableau IV.2 : Les résultats d'analyse des eaux usées et valeurs moyennes des différents paramètres de la ville.	41
Tableau IV.3 : Consommation en eau pour les secteurs domestiques et équipements pour les deux horizons	44
Tableau IV.4 : Concentrations moyennes d'un effluent urbain.....	45
Tableau IV.5 : Les bases de dimensionnement des ouvrages d'épuration de la station pour les deux horizons.	47
Tableau IV.6 : Espacement et épaisseur des barreaux	48
Tableau IV.7 : Les valeurs de β' en fonction de la forme des barreaux	52
Tableau IV.8 : Les résultats de dimensionnement de dégrilleur pour les deux horizons.....	53
Tableau IV.9 : Dimensionnement du déssableur-déshuileur.	56
Tableau IV.10 : les valeurs de la vitesse limite en fonction de $Q_{\text{moy h}}$	57

Tableau IV.11 : Dimensions du décanteur primaire pour les deux horizons.	58
Tableau IV.12 : Charge massique en fonction de a' et b'	61
Tableau IV.13 : Résultats de calcul d'aérateur pour les deux horizons.	66
Tableau IV.14 : Résultats de dimensionnement du bassin de désinfection pour les deux horizons.	69
Tableau IV.15 : Résultats de calcul d'aérateur pour les deux horizons.	74
Tableau V.1 : Les valeurs de K , m et β	82
Tableau V.2 : Caractéristiques de la pompe choisie.	83
Tableau V.3 : Cotes moyennes du terrain naturel d'implantation des différents ouvrages de la station.	83
Tableau V.4 : Longueurs réelles des conduites entre les ouvrages de la STEP.	84
Tableau V.5 : Récapitulatif des différentes cotes des ouvrages de la STEP.	87
Tableau VI.1 : Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur, stabilisateur aérobie et le lit de séchage a moyenne charge (2025 et 2040)	92
Tableau VI.2 : Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur, stabilisateur aérobie et le lit de séchage a faible charge (2025 et 2040).	95

Listes des figures

Figure I.1 : Vue terrestre du site d'étude	3
Figure I.2 : Histogramme de répartition de la pluie moyenne mensuelle	5
Figure I.3 : Variation de la température mensuelle moy, max et min	6
Figure I.4 : Point de rejet A (rejet principal).....	9
Figure I.5 : Point de rejet B	9
Figure I.6 : Point de rejet	10
Figure I.7 : Point de rejet E (Assi-Youcef et village Ath Hegoune).....	10
Figure I.8 : Evaluation de la population pour différent horizon.	11
Figure I.9 : Vue terrestre du site d'implantation de la STEP de Mechtras.....	12
Figure I.10 : Site d'implantation de la nouvelle station d'épuration de Mechtras.....	13
Figure III.1 : Les étapes de traitement des eaux usées	23
Figure III.2 : Schéma de prétraitement.	24
Figure III.3 : Grille manuelle.....	25
Figure III.4 : Grille mécanique courbe.....	25
Figure III.5 : Ouvrage de dessablage-déshuilage combinés.	27
Figure III.6 : Racleur des graisses d'un déssableur- dégraisseur	27
Figure III.7 : Décanteur circulaire à raclage mécanique.	28
Figure III.8 : Lagunage naturel.....	30
Figure III.9 : Lagunage aéré	31
Figure III.10 : Lit bactérien.....	32
Figure III.11 : Disques biologiques.....	33
Figure III.12 : Procédé à boues activées	34
Figure III.13 : Schéma du procédé conventionnel.	37
Figure III.14 : Schéma du procédé à mélange complet.....	37
Figure III.15 : Schéma du procédé par alimentation étagée.	37
Figure III.16 : Schéma du procédé à contact stabilisation	38
Figure V.1 : Modèle de déversoir d'orage.....	76
Figure V.2 : Déversoir d'orage a seuil latéral	77
Figure V.3 : Déversoir d'orage type latéral à double seuil.	77
Figure V.4 : Déversoir d'orage type frontal.	78
Figure V.5 : Déversoir d'orage type Escalier.....	78
Figure VI.1 : Filière de traitement des boues d'épuration dans la station.....	96
Figure VII.1 : Filière d'évacuation des boues des lits de séchage.....	100

Liste des planches

Planche N°1 : Plan de masse de site d'implantation de la future station d'épuration de Mechtras.

Planche N°2 : Plan d'implantation de la station d'épuration de Mechtras.

Planche N°3 : Profil hydraulique de la station d'épuration de Mechtras.

Planche N°4 : Ouvrages de la station d'épuration de Mechtras.

Planche N°5 : Schéma de fonctionnement de la station d'épuration de Mechtras.

Introduction générale

« Nul ne connaît la valeur de l'eau jusqu'à ce que le puits tarisse » **Benjamin Franklin**

Cette phrase réaliste évoque tout à fait le problème humanitaire qui nous guette.

L'eau est indispensable à toute source de vie. Tous les organismes vivants sont composés en majorité d'eau.

Dans le tiers-monde, trop de pays ont soif et se battent pour acquérir ce trésor de la nature. Chaque année, les maladies transmises par l'eau tuent des millions de personnes. Cela est dû à la pollution des eaux par diverses sources d'origine industrielle, domestique ou agricole. S'approvisionner en eau risque de devenir un problème insurmontable pour l'humanité si nous ne réagissons pas actuellement face au gaspillage et à la pollution. Serions-nous capable d'assurer cette responsabilité qui engage l'avenir de l'humanité?

L'eau consommée ne disparaît pas. Elle est restituée d'une façon ou d'une autre par le phénomène du cycle de l'eau. Cependant elle n'a plus sa qualité d'origine et peut présenter des effets perturbateurs sur l'équilibre biologique.

A cet effet, plusieurs procédés de traitement ont été mis au point pour épurer ces eaux polluées avant leur rejet dans la nature. Une éventuelle réutilisation de cette eau passe obligatoirement par une phase de traitement plus ou moins poussé.

C'est dans ce cadre que s'inscrit notre mémoire de fin d'étude, afin de mettre en place des dispositifs de traitement appropriés pour protéger les eaux du barrage de Taksebt contre les eaux usées, protéger le milieu naturel et la santé publique contre toute nuisance. Cette pollution est générée par le déversement incontrôlé des rejets d'eau domestique et des rejets issus des unités polluantes (stations de lavage, huileries, abattoirs...) des agglomérations situées en amont de la cuvette du barrage.

Les villages de la commune de Mechtras et Assi Youcef (région d'étude) font partie de ces agglomérations polluantes car leurs rejets sont déversés directement dans les oueds sans traitement préalable entraînant ainsi la dégradation de milieu récepteur.

Chapitre I

Présentation de la région



Introduction

L'objet de la présente étude est la conception d'une station d'épuration pour traiter les eaux usées de toutes les agglomérations de la ville de Mechtras et de la commune d'Assi - youcef. La topographie du terrain ainsi que les distances entre les agglomérations permettent aisément la mise sur pied d'un tel système.

La réalisation de cette station d'épuration est plus qu'indispensable. Actuellement, tous les rejets des deux communes déversent directement dans le milieu naturel.

Avant tout projet d'implante une station d'épuration, une étude du site est indispensable afin de connaître ces différentes caractéristiques, ainsi que les facteurs qui auront une influence directe sur la conception du projet, notamment les critères de choix de site d'implantation de la station.

Les études préliminaires à réaliser sont :

- Etude géographique ;
- Etude topographique ;
- Etude géologique ;
- Etude géotechnique ;
- Etude hydrogéologique ;
- Caractéristique des effluent ;
- Evaluation des débits et des charges polluantes.

I.1. Situation géographique

La Commune de Mechtras s'étend sur une superficie égale à 17, 36 Km², soit 1736 ha. Avec une population estimée à 12 683 habitants d'après le recensement de 2008. Elle est répartie sur le chef-lieu, onze (11) villages, et une zone éparses, soit une densité de 730 hab /Km².

La ville de Mechtras est située à environ trente-deux (32) kilomètres au sud-ouest de Tizi-Ouzou sur l'axe de la route nationale N°30 reliant la wilaya de Tizi-Ouzou à celle de Boumerdes. Faisant partie de la wilaya de Tizi-Ouzou, la ville de Mechtras elle est limitée par :

- La commune de Maatkas, Souk El Thenine au Nord;
- La commune de Tizi N'Tlata à l'Est;
- la commune de Boghni à l'Ouest;
- Et la commune d'Assi Youcef au Sud.

La commune est traversée par :

- La RN30 qui traverse la commune en son centre d'ouest en Est ;
- Du W2 qui actuellement traverse suivant un axe Nord Sud ;
- D'un chemin vicinal en mauvais état, qui lie entre deux chefs-lieux communaux, Assi Youcef et Mechtras.

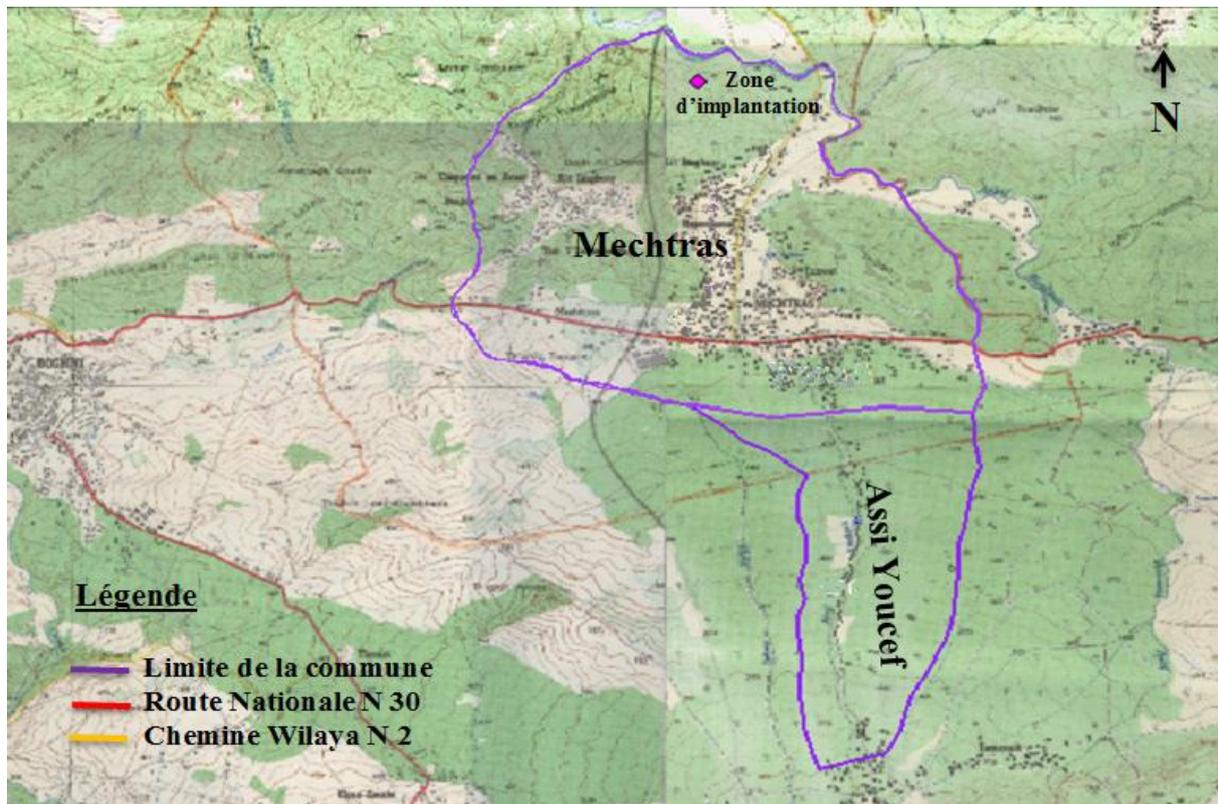


Figure I.1 : Vue terrestre du site d'étude

I.2. Situation morphologique

Petite commune de vallée (dépression de DRAA EL MEZAN) où les surfaces peu tourmentées dominent (300-500m). seuls quelques monticules (Ighil Lazib, Ighil Tedrail) apparaissent dans les forêts d'oliviers.

La morphologie de site se départage en zones différentes :

- La zone Nord des montagnes moyennes pas très urbanisées composées à l'origine de forêts reconverties en zones d'arboricultures.
- La plaine moyenne centrale à forte valeur pédologique.
- Le flanc sud de la chaîne ainsi que le pied du Djurdjura de villages en plein essor contribuant ainsi à l'aspect pittoresque de la montagne.
- La zone haute montagne rehaussée par le complexe de Tala Ghilef.

Le relief de notre région d'études est divisé en deux secteurs :

- Mechtras ACL qui est caractérisé par la plaine (terrains plats) est situé à une altitude de 350 mètres.
- l'agglomération secondaire constituée par le village Ait Imghour qui se perche en haut de montagne, occupe les crêtes des montagnes ouest de Mechtras dont les versants sont très abrupts.

I.3. Situation géologique et géotechnique

L'étude géotechnique, à savoir la pente, structure géologique et possibilité de présence de nappe phréatique a permis de dégager différents types de terrain.

- Les grès de Draa-El-Mizan au sud, constituant une importance assise stable, imperméable, pouvant renfermer des nappes irrégulières qui se déversent par des sources abondantes (ex : source de Tinzert). Ces terrains sont malheureusement très pentus.

- Les alluvions anciennes et récentes sur lesquelles l'érosion est active. Les sols sont à protéger contre la remontée de la nappe phréatique et contre toute forme de pollution.
- Les argiles à propriétés variables à cause de fluage et /ou thixotropie (sur ces terrains des essais de laboratoire sont nécessaires avant la réalisation de tout projet important).
- Le reste des terrains présentent un taux de travail assez important ($>1,5\text{kg/cm}^2$).

I.4. Situation hydrographique

La localité de Mechtras est traversée par l'oued Assif Amelouli à l'est et Ighzer Hidja à l'ouest.

La zone la plus proche de la station d'épuration est interceptée par deux petits affluents de faible extension qui constituent la partie aval du chevelu hydrographique du bassin versant de l'oued Mechtras.

L'oued Mechtras ne présente pas de risque de débordement car son lit se trouve plus bas à environ 70 m par rapport à la future station d'épuration.

Aussi nous avons identifié dans la zone d'étude quelques thalwegs, à savoir trois sur la rive droite de l'oued Mechtras et trois autres sur sa rive gauche.

Remarque

Ighzer : dénomination des cours d'eau de faibles débits en hiver et souvent sec en été.

I.5. Situation climatique

Afin de donner un aperçu général sur le climat de la zone d'étude, nous avons eu recours à la station la plus proche qui est celle de Boghni qu'elle présente le même relief que le site d'étude de la future station d'épuration.

Ces paramètres climatiques observés à cette station sur une quinzaine d'années depuis 1995 jusqu'à 2010 sont fournis par l'office Nationale de la Météorologie (O.N.M) et l'agence nationale des ressources hydriques (ANRH) de Tizi ouzou, permettant de mettre en évidence les fluctuations les plus significatives qui ont affecté le climat dans cette région d'étude.

I.5.1. Pluviométrie

L'étude des précipitations constitue un élément essentiel pour l'analyse des ressources en eau, dont la connaissance des pluies journalières et intensités maximales est primordiale pour les aménagistes afin de pouvoir dimensionner certains ouvrages hydrauliques comme les égouts, les drains urbains, les caniveaux d'évacuation des eaux pluviales, ainsi que le coût des réseaux de drainage.

La série des pluies observées à la station de Boghni peut être retenue pour représenter la zone d'étude du moment que présente le même relief que le site d'étude de la future station d'épuration.

 **Coordonnées de la station :** - code de la station : 021903.

- Nom de la station : BOGHNI.

- Coordonnées : X =612,55 ; Y=361,15 ; Z=250.

La pluie moyenne calculée sur la base de la série de données observée est de 735 mm.

La répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle de Mechtras est comme suit:

Tableau I.1 : Répartition moyenne mensuelle de la pluie (1995 à 2010)

Mois		S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moy.Int
pluie	mm	36,6	57,5	81,3	111,7	114,8	91,2	85,7	79,5	49,2	14,5	4,7	8,3	735
	%	5,0	7,8	11,1	15,2	15,6	12,4	11,7	10,8	6,7	2,0	0,6	1,1	100

Source : ANRH de Tizi Ouzou

D’après cette répartition on distingue une saison humide de 9 mois (de septembre jusqu’à mai) pendant laquelle la pluie représente 96,3 % de la pluie moyenne annuelle et une saison sèche aux mois de juin, juillet et août.

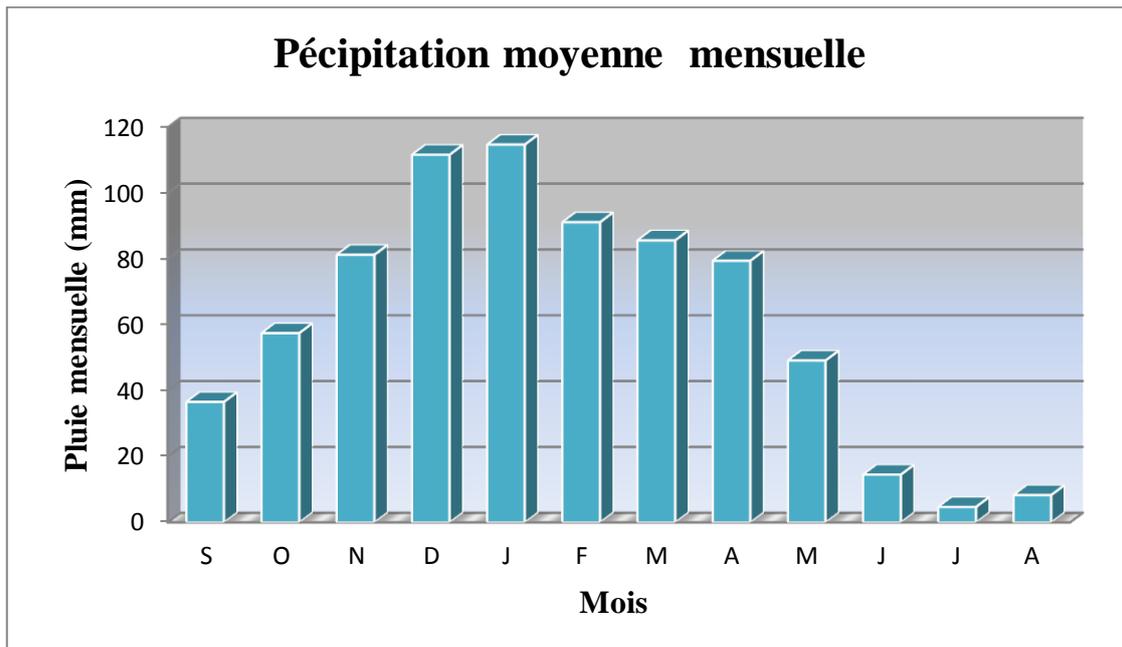


Figure I.2 : Histogramme de répartition de la pluie moyenne mensuelle.

I.5.2. Température

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

Tableau I.2 : Températures mensuelles moyennes, minimales et maximales (1995 -2010)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy.Int
T _{moy} c°	10,0	10,9	13,5	15,1	19,5	24,4	27,6	28,2	25,1	19,6	14,2	11,1	18,3
T _{max} c°	15,3	16,6	19,7	21,6	26,4	31,4	34,6	35,3	30,6	26,2	20,1	16,7	24,5
T _{min} c°	6,7	6,6	8,5	10,1	14,4	18,6	21,2	22,3	18,9	15,2	11,1	8,0	13,5

Source : ONM

Les mois les plus chauds sont juin, juillet, août et septembre et les mois les plus froids sont décembre, janvier et février).

L'écart de températures entre l'été (août) et l'hiver (janvier) est environ de 18 °C en moyenne.

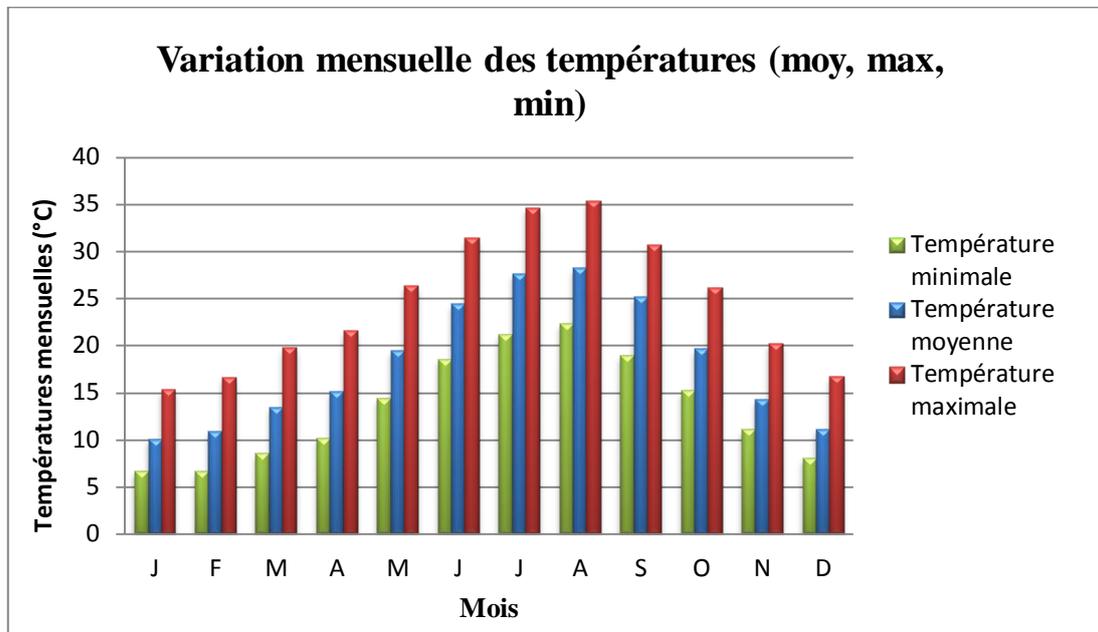


Figure I.3 : Variation de la température mensuelle moy, max et min

I.5.3. Vent

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

Les vitesses du vent mensuelles moyennes et maximales figurent au tableau qui suit:

Tableau I.3 : Vitesses du vent mensuelles moyennes et maximales (1995 -2010)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy.Int
V_{moy} (m/s)	1,4	1,4	1,7	1,7	1,9	2,4	2,1	2,1	1,8	1,5	1,5	1,6	1,8
V_{max} (m/s)	33	29	27	31	24	23	29	33	31	22	32	28	29

Source : ONM

L’analyse de ce tableau montre une variabilité relative des vitesses moyennes du vent tout le long de l’année, elles sont comprises entre 1,4 m/s et 2,4 m/s. Les vitesses restent faibles durant les mois de janvier et février, et plus forte durant la période de juin, juillet et août.

Une analyse fréquentielle des vitesses de vent maximales observées à la station de Tizi Ouzou a donné la vitesse maximale du vent, susceptible d’être observée une fois sur (n) nombre d’années.

Les résultats du traitement statistique sont regroupés au tableau suivant:

Tableau I.4 : Vitesses maximales fréquentielles (1995 -2010).

Fréquence (%)	50	80	90	95	98	99
Période de retour (an)	2	5	10	20	50	100
Vitesse maximale (m/s)	27,8	28,9	29,7	30,4	31,3	32,0

Source : ONM

L’examen de la variabilité journalière à partir des observations synoptiques montre que les vitesses du vent atteignent un maximum de 33 m/s.

I.5.4. Humidité relative

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

Les données d'humidité relative mensuelles moyennes sont présentées au tableau suivant :

Tableau I.5 : Humidité mensuelles moyennes en (%) durant la période (1995 -2010)

J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy.Int
73	75	68	66	64	53	47	48	56	66	73	77	64

Source : ONM

Les valeurs maximales de l'humidité relative sont atteintes en Novembre, Décembre, Janvier et Février et minimales en Juillet et Août. L'humidité moyenne annuelle est de 64%, et évalue régulièrement durant l'année, mais reste au-dessus de 77% pendant tous les mois.

I.5.5. Ensoleillement

Les valeurs mensuelles moyennes observées sont présentées au tableau suivant :

Tableau I.6 : Ensoleillement mensuel moyen en (heures) durant la période (1995-2010)

J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy.Int
157	182	220	245	281	309	344	311	247	220	167	145	2828

Source : ONM

L'analyse de ce tableau met en valeur l'importance de l'insolation dans cette zone (elle est de 2828 heures /an c'est à dire 7,7 heures/jours).

I.5.6. Gel

Tableau I.7 : Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de gelée (1995 -2010)

J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy.Int
3	2	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	7

Source : ONM

Ce phénomène est fréquent en hiver du mois de Décembre au mois de Mars avec un maximum de 3 jours aux mois de Janvier.

I.5.7. Neige

Tableau I.8 : Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de neige

J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy.Int
0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1

Source : ONM

Nous remarquons que le nombre de jours de neige le long de l'année est très faible.

I.5.8. Orage

Tableau I.9 : Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours d'orages

J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy.Int
2	2	1	2	2	1	1	3	3	3	2	2	24

Source : ONM

Ce phénomène est observé durant toute l'année mais plus intense aux mois d'Août, Septembre et Octobre.

I.5.9. Evaporation

Cette évaporation est mesurée sous abri à l'évaporomètre Piche.

Tableau I.10 : Evaporations mensuelles et annuelles en (mm)

J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy.Int
42	45	70	78	105	145	197	192	127	91	62	47	1201

Source : ONM

Nous remarquons que l'évaporation est importante de Juin à Septembre et elle est faible aux mois de Décembre, Janvier et Février.

Conclusion

Le climat de la région étudiée est de type méditerranéen, l'indice d'aridité est de 26 caractérisé par une température moyenne de 18,3 °C et une pluie moyenne de 735 mm.

I.6. Situation hydraulique

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

I.6.1. Alimentation en eau potable

A. Adduction existante

L'agglomération de la commune de Mechtras est alimentée à partir d'une source située en plein centre-ville. Cette source assure un débit de 10 l/s environ pour chaque agglomération, elle est en cours de rénovation de point de vue équipements hydrauliques.

Le réseau d'adduction est constitué de conduites de refoulement dont l'une refoule vers un réservoir existant de 300 m³ situé à l'est de Mechtras, au-dessus du centre de formation agricole au niveau de Tazerout. Le deuxième refoulement se fait vers ait Imghour (R200m³). Le volume de stockage journalier pour les deux agglomérations est de 400 m³.

B. Réseau de distribution existant

Le réseau actuel va être rénové et renforcé et ce, au regard de l'étude d'AEP fournie par les services de l'hydraulique de Boghni, ainsi le réseau d'adduction et de distribution doit être revu avec des extensions pour alimenter les quartiers périphériques à Mechtras.

La station de pompage de Mechtras est en mesure de desservir correctement la totalité de la population de la commune si ce n'est la vétusté du dispositif (captage et canalisation).

Un renouvellement ou réparation des équipements est primordial pour rendre le dispositif fonctionnel à 100%.

I.6.2. Système d'assainissement existant

I.6.2.1. Présentation du système

La ville de Mechtras est assainie par un réseau de type unitaire couvrant presque la totalité de l'agglomération chef-lieu à part le village de Tharza qui n'est pas assaini et qui déverse ses eaux usées dans l'oued (Assif Amloulina). Actuellement, la majeure partie des eaux résiduaires convergent vers la future station d'épuration par gravité. A l'exception de certains rejets où les eaux sont déversées sur le pourtour immédiat de la ville, on citera l'exemple du rejet situé près de la route nationale RN30 vers Tizi N' Tlata.

Le système d'assainissement se présente dans un état plus au moins acceptable. La majeure partie du système est réalisée bien après l'indépendance, voire ces dernières années.

I.6.2.2. Principaux points de rejets existants

A. Rejet A

Il reçoit une partie des eaux usées de la commune d'Assi Youcef et presque la quasi-totalité des eaux usées de la partie ouest de la ville de Mechtras, c'est le collecteur principal de la ville, il est de diamètre 500 mm, ses eaux usées rejetées au niveau de l'oued de Mechtras près de la décharge publique. Il est d'une longueur totale de 5,1 Km.

Les collecteurs de diamètres 300 mm provenant des localités de Ait Imghour, Igrane Guili sont raccordés au collecteur principal (500mm) au niveau du W2.



Figure I.4 : Point de rejet A (rejet principal)

B. Rejet B

Il reçoit les eaux usées de Tighilt et Tazerout et une partie de la ville de Mechtras, le collecteur est de diamètre 300 mm, ces eaux sont rejetées dans l'oued juste au-dessous d'un pont au niveau de la route W2, sur la rive gauche de l'oued.

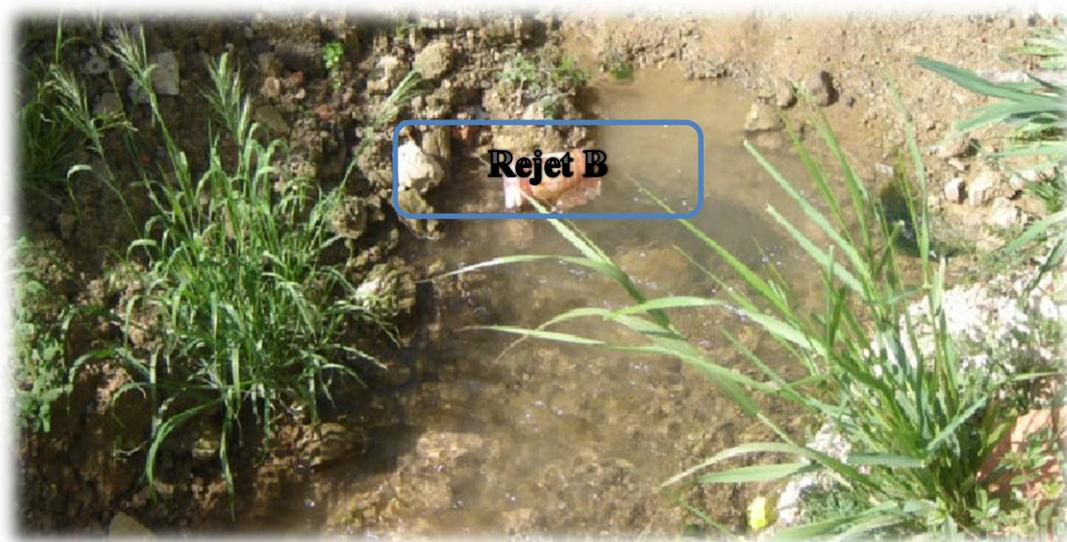


Figure I.5 : Point de rejet B

Il est à noter que ce collecteur présente une cassure importante près de la station de pompage.

C. Rejet C

Il reçoit les eaux usées du village Ahestou, le seul village qui se trouve sur la rive droite de l'oued Mechtras, le collecteur est de diamètre 300 mm, les eaux usées sont rejetées au niveau de la rive droite de l'oued Mechtras la localité de Naouche.



Figure I.6 : Point de rejet C

D. Rejet D

Ce rejet est caractérisé par deux points de rejets, il reçoit les eaux usées du village Anouthene et une partie de la ville de Mechtras (Stade communal, station de lavage,...) il est de diamètre 300 mm, les eaux usées sont rejetées dans un bassin de décantation qui a subi des dommages lors d'un terrassement effectué par un particulier, ce qui fait que les eaux usées de ce collecteurs se déversent à proximité de la RN 30.

E. Rejet E

Ce rejet reçoit les eaux usées du village Ath Hegoune qui fait partie de la commune d'Assi-Youcef, ce rejet est situé dans la partie nord de la commune de Mechtras.



Figure I.7 : Point de rejet E (Assi-Youcef et village Ath Hegoune)

Conclusion

Vu ma sortie sur le terrain j'ai constaté qu'un diagnostic de réseau d'assainissement existant et prolongement des différents collecteurs existants et les raccorder au collecteur principal est indispensable avant l'implantation de notre future station d'épuration.

I.7. Situation démographique

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

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

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

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

Avec :

- ✓ P : population future à l'horizon considéré ;
- ✓ P₀ : population à l'année de référence 2008;
- ✓ t : taux d'accroissement annuel de la population en % ;
- ✓ n : nombre d'année séparant l'année de référence à l'horizon considéré.

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

- ✚ Commune Mechtras : 12683 hab.
- ✚ Commune d'Assi Youcef : 17703 hab.

En utilisant le recensement RGPH 2008 avec un taux de croissance de la population de **t=2,4%** ;(d'après les services de l'APC de Mechtras et Assi youcef), l'estimation de la population aux différents horizons du calcul sont reportés dans le tableau suivant :

Tableau I.11 : Evolution de la population raccordé à la STEP pour différent horizon

Horizon désignation	2008	2025	2040
Mechtras	12683	18981	27091
Assi Youcef	17703	26494	37813
Total	19 989	45475	64904

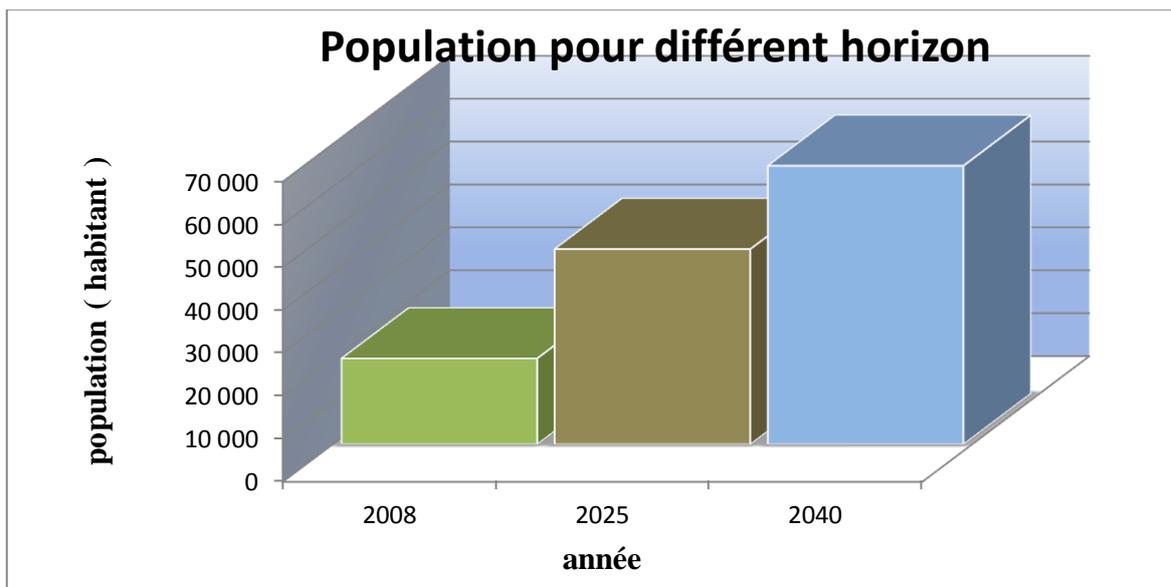


Figure I.8 : Evaluation de la population pour différent horizon

I.8. Présentation du site d'implantation de la station

Les eaux usées de tous les rejets de la commune de Mechtras et d'Assi-youcef seront acheminées vers la future station d'épuration projetée en rive droite d'oued Mechtras sur le

terrain attenant à la décharge actuelle où elles subiront une épuration, une technique appropriée pour l'élimination de chaque polluant, avant rejet vers le milieu naturel (Oued Mechtras).

Les critères de sélection de ce site sont les suivants :

- ✓ Situation topographique favorable (un point bas) ce qui facilite l'écoulement gravitaire des rejets.
- ✓ Les habitants riverains sont suffisamment éloignés.
- ✓ Proximité du milieu naturel (l'oued Mechtras) pour les rejets.
- ✓ disponibilité du terrain (**2 ha**).
- ✓ terrain plat ce qui réduit les travaux de terrassement lors de la réalisation de la station.
- ✓ L'oued Mechtras ne présente pas de risque de débordement car son lit se trouve plus bas à environ 70 m par rapport à la future station d'épuration.
- ✓ La source d'énergie électrique est très proche (la ligne électrique de moyenne tension approximation du site) ;
- ✓ Le site est situé à proximité proche de la route ce qui facilite l'exploitation et la gestion de la STEP (bonne servitude).
- ✓ Terrain non cultivé.

Les figures suivantes, nous donnent un aperçu du site d'implantation de notre future STEP.



Figure I.9 : Vue terrestre du site d'implantation de la STEP de Mechtras



Figure I.10 : Site d'implantation de la nouvelle station d'épuration de Mechtras

Conclusion

L'analyse des paramètres climatiques ont montré que la zone du projet se caractérise par un régime climatique tempéré avec une température moyenne annuelle de 18,3 °C et une pluviométrie de 735 mm.

La commune de Mechtras occupe une superficie de 1736 ha, sa localité est traversée par deux oueds qui sont Assif Amelouli à l'est et Ighzer Hidja à l'ouest.

L'implantation de cette future station d'épuration au Nord de la localité de Mechtras sur la rive gauche de l'oued Mechtras ne pose pas de problèmes par rapport aux risques d'inondations et de débordements car le lit de l'oued Mechtras se trouve plus bas par rapport au site choisi.

La zone la plus proche de la station d'épuration est interceptée par deux petits affluents de faible extension qui constituent la partie aval du chevelu hydrographique du bassin versant de l'oued Mechtras.

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

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



Chapitre II

*Généralités
sur les eaux usées*

Introduction

Les cours d'eau ont une capacité naturelle d'épuration. Mais cette capacité a pour effet de consommer de l'oxygène et n'est donc pas sans conséquences sur la faune et la flore aquatiques. Lorsque l'importance d'un rejet excède la capacité d'autoépuration de ces cours d'eau, la détérioration de l'environnement peut être irréversible. C'est pourquoi, il est indispensable d'épurer les eaux usées avant de les rejeter en milieu récepteur.

L'eau est puisée dans le milieu naturel alors qu'elle présente une qualité compatible avec les usages qu'on lui promet :

- Quotidiens : alimentation en eau potable, hygiène...
- Professionnels : agriculture, élevage, pêche, industrie...
- Liés aux loisirs : baignade, sport nautique, cadre de vie...

II.1. Définition de la pollution de l'eau

La pollution de l'eau est une dégradation physique, chimique ou biologique de cette eau, provoquée par le rejet de substances indésirables qui perturbent les conditions de vie et l'équilibre du milieu aquatique, et induisent d'importantes nuisances : mauvaises odeurs, fermentations, inconforts divers, et des risques sanitaires qui se répercutent, à court terme, sur notre organisme, à travers, la chaîne alimentaire de laquelle nous dépendons.

II.2. Origine des eaux usées

Les eaux usées sont issues principalement de l'activité humaine mais selon l'origine des matières polluantes on peut distinguer divers catégories d'eaux usées :

II.2.1. Les eaux usées domestiques

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

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

Les eaux usées domestiques peuvent provenir de trois origines possibles :

- Eaux de cuisine ;
- Eaux de buanderie ;
- Eaux de vannes.

II.2.2. Les eaux usées industrielles

Tous les rejets résultant d'une utilisation de l'eau autre que domestique sont qualifiés de rejet industriel. Elles sont très différents des eaux usées domestiques, leurs caractéristiques varient d'usine industrielle à d'autre. En plus des matières organiques azotées ou phosphatées, elles peuvent également contenir : [5]

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

II.2.3. Les eaux de ruissellement

Les eaux de pluie qui ruissellent sur les surfaces imperméabilisées, en général en zone urbaine, sont collectées par un réseau qui peut-être le même que celui qui collecte les eaux usées, ou non.

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

La pollution entraînée est maximale en début de précipitation. Elle correspond au lavage des toits et chaussées tel que (huile de vidange, carburants, résidus de pneus et métaux lourds).

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

II.2.4. Les eaux parasites

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

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

II.2.5. Les effluents agricoles

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

II.3. La pollution des eaux

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

II.3.1. Les différentes formes de la pollution

Au cours du transit en égout, l'eau usée subit des modifications, et la pollution qu'elle contient lors de son arrivée sur la station revêt différentes formes. Chaque forme de pollution présente un risque particulier pour l'environnement en cas de rejet dans le milieu naturel. Chaque forme doit également pour être éliminée, faire l'objet de procédés de traitement adaptés. On distingue 3 formes de pollution :

✚ Les matières flottantes

Il s'agit d'objets de toute nature, plus ou moins volumineux, matières plastiques, chiffons, feuilles mortes, débris végétaux, bidons, mais aussi des huiles, graisses ou hydrocarbures divers. Ce sont donc des produits grossiers qui ne sont pas pris en compte dans les analyses d'eau.

✚ Les matières lourdes

Dans cette catégorie, nous trouvons en premier lieu les matières grossières pondérales, essentiellement les sables arrachés des revêtements routiers. Ceux-ci, du fait de leur taille et

de leur forte densité, sont difficilement pris en compte à l'analyse.

Leur rejet dans le fleuve entraîne la formation de dépôts sources d'envasement et de colmatage du fond et des berges, interdisant les échanges avec le sous-sol. Ces dépôts de nature partiellement organique sont le siège d'une prolifération bactérienne entraînant une importante consommation d'oxygène pouvant conduire le fleuve à un état d'anoxie et d'anaérobiose.

✚ Les matières non décantables et dissoutes

Il s'agit là de matières organiques très fines, dites colloïdales et de matières dissoutes, composées de carbone, azote, phosphore pour l'essentiel.

En second lieu, elles risquent de modifier l'équilibre du milieu naturel par un apport excessif d'éléments nutritifs pour les plantes entraînant leur prolifération. Il s'agit alors du phénomène d'eutrophisation qui se traduit à terme par un déficit en oxygène dû au pourrissement de cette masse biologique.

Les différents types de pollution contribuent toutes à déplacer l'équilibre en oxygène de la rivière :

- l'apport d'oxygène est diminué,
- la consommation d'oxygène est augmentée.

Il en résulte une diminution de la teneur en oxygène dissous de la rivière, les espèces piscicoles disparaissent : d'abord les plus exigeantes, les salmonidés, puis les autres.

L'impact sur le milieu naturel a contribué à standardiser les principaux paramètres de la pollution qu'il convient de présenter.

II.3.2. Les différents types de pollution

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

II.3.2.1. La pollution chimique

La pollution chimique de l'eau devient de nos jours une préoccupation de la santé publique, qui prend des formes multiples. Certaines formes de pollution chimique échappent souvent aux méthodes ordinaires de traitement de l'eau et posent par conséquent des problèmes complexes de pollution, tant au niveau des eaux de surfaces, qu'au niveau des nappes souterraines. La pollution chimique de l'eau est due essentiellement aux déversements des polluants organiques et des sels, des métaux lourds par les unités industrielles. Le plus souvent, ces industries rejettent vers le milieu naturel plusieurs catégories de polluants, dont les plus menaçants sont les métaux lourds. [5]

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

Les polluants chimiques sont classés à l'heure actuelle en cinq catégories :

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

II.3.1.2. La pollution organique

Elle est engendrée par le développement des eaux usées domestiques ou des eaux résiduaires provenant des industries textiles, papeteries, industrie de bois, de raffineries et d'abattoirs. Ces matières organiques qui se présentent aussi bien en suspension (particules

solides) qu'en solution dans l'eau sont appelées à devenir des polluants lorsqu'elles sont déversées en quantités massives ou de façon répétée dans les espaces limités.

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

II.3.1.3. La pollution radioactive

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

II.3.1.4. La pollution thermique

Ce type de pollution est causé par les rejets d'eaux chaudes provenant des systèmes de refroidissement des centrales thermiques ou nucléaires en particulier. Ces eaux chaudes provoquent la réduction de la teneur en oxygène dissous dans l'eau et peut avoir des actions néfastes sur la faune.

II.3.1.5. La pollution microbienne

Cette pollution est due à la présence d'une multitude d'organismes vivants dans les eaux usées apportées par les extrêmes d'origine humaine ou animale, ces bactéries jouent le rôle de témoins de pollution.

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

La plupart des microbes appartiennent à 4 grandes catégories :

- bactérie,
- protozoaire.
- virus,
- helminthes.

Remarque

Une eau usée urbaine contient en moyenne 10^4 germes par litre.

II.3.1.6. La pollution agricole

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

II.3.1.7. La pollution par les hydrocarbures

Les hydrocarbures sont divisés en deux groupes de substances :

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

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

Les effluents éliminés par l'industrie pétrolière, pétrochimie, les ateliers de sidérurgie, les usines à gaz, les citernes, les réservoirs et les navires pétrolières. [5]

II.4. Les paramètres de pollution**II.4.1. Les paramètres physiques****II.4.1.1. La température**

La température de l'eau est un facteur important dans la vie d'eau. Un changement de température affecte les diverses propriétés de l'eau. Elle joue un rôle dans la solubilité des sels et des gaz en particulier la conductivité électrique et dans les variations du PH.

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

II.4.1.2. L'odeur

L'eau d'égout fraîche a une odeur fade qui n'est pas désagréable, par contre en état de fermentation, elle dégage une odeur nauséabonde. [1]

II.4.1.3. La couleur

La couleur de l'eau d'égout d'origine domestique est normalement grisâtre ; une couleur noire indique une décomposition partielle ; les autres teintes indiquent un apport d'eau résiduaire industrielle. [1]

II.4.1.4. La turbidité

La turbidité est liée à la présence dans l'eau usée de particules ou matières en suspensions (MES) d'origines diverses ; organiques, argiles et des colloïdes ... etc. Elle est variable dans le temps selon le mode de rejet, et suivant les saisons. La turbidité de l'eau usée est intense pendant les premières pluies, car il y a nettoyage des chaussés et toitures.

II.4.1.5. Les matières en suspension (MES)

Il s'agit ici de la matière qui est sous forme de particulaire et la matière colloïdale et qui reste en suspension dans l'eau (de taille 10^{-2} à 10^{-8} mm). Ce peut être de la matière minérale ou de la matière organique, c'est souvent un mélange des deux.

Théoriquement, ce sont les matières qui ne sont ni solubilisées, ni à l'état colloïdale. Les matières en suspension comportent des matières organiques et des matières minérales.

Il s'agit après filtration ou centrifugation et séchage des matières recueillies, de déterminer le poids de matières particulaires qui troublent l'eau et risquent de créer des dépôts.

On distingue les matières minérales (MM) et les matières volatiles (MVS). [1]

II.4.1.6. Matières volatiles (MVS)

C'est la fraction organique des MES. On les dit «volatiles » car elles sont mesurées en volatilissant les MES dans un four pendant 2 heures à 525°C.

Parfois, on va plus loin dans l'examen des matières en suspension en cherchant à en déterminer la fraction décantable. Au lieu de procéder par filtration ou centrifugation pour isoler ces matières, on procède alors par simple décantation dans un cône prévu à cet effet.

Les charges en matières solides apportées par les eaux brutes par habitant et par jour peuvent être estimées, en première approximation à :

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

II.4.1.7. Matières minérales (MM)

C'est la matière qui n'est pas organique c'est à dire qu'elle ne contient généralement pas de carbone. Cette matière minérale est les sels, toutes les matières structurées autour du silicium, On y retrouve les métaux lourds, l'ammoniac, les nitrates, les phosphates..., et le gaz carbonique (le CO₂).

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

$$\text{MM} = \text{MES} - \text{MVS} \dots\dots\dots (\text{II-1})$$

II.4.1.8. Matières décantables et non décantables

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

II.4.2. Les paramètres chimiques**II.4.2.1. Le PH (potentiel hydrogène)**

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

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

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

II.4.2.2. L'oxygène dissous

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

II.4.2.3. La demande biochimique en oxygène (DBO₅)

La détermination de la Demande Biochimique en Oxygène est une façon indirecte d'évaluer la quantité de matières biodégradables essentiellement organiques contenues dans l'eau.

Ces substances biodégradables ont les mêmes sources que les matières organiques, métabolisme des organismes vivants, activité humaine, lessivage des sols, ...

L'effet principal des matières biodégradables sur le milieu récepteur est l'appauvrissement en oxygène dissous de ce milieu qui résulte de leur dégradation. [8]

La Demande Biologique en Oxygène (DBO) est la quantité d'oxygène nécessaire aux micro-organismes pour assimiler la pollution biodégradable sur une période définie. En effet, une période allant de 21 à 28 jours serait nécessaire aux micro-organismes pour assimiler la totalité de la pollution biodégradable. Il a été déterminé qu'une période de 5 jours correspondait à l'assimilation de la pollution biodégradable carbonée (oxydation), et qu'ensuite les micro-organismes assimilaient la pollution biodégradable azotée (nitrification).

Pour des raisons pratiques, on prendra en compte pour cette analyse la première phase de 5 jours que l'on notera DBO₅. Elle est exprimée en milligrammes d'oxygène par litre (mgO₂/l).

II.4.2.4. La demande chimique en oxygène (DCO)

La DCO représente la quantité d'oxygène nécessaire pour la dégradation chimique de toute matière contenue dans les eaux qu'elle soit biodégradable ou non. La matière organique sera transformée en gaz carbonique (CO₂) et en eau (H₂O).

L'oxydation est rendue maximale en utilisant un oxydant qui est très fort, c'est le K₂Cr₂O₇ et en présence d'un catalyseur (AgSO₄). Ce test est particulièrement important pour apprécier le fonctionnement d'une station d'épuration. Il permet l'oxydation de **95%** environ des matières organiques. [2]

➤ **La notion de biodégradabilité**

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

La biodégradabilité est exprimée par le rapport : **DCO / DBO₅**

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

Tableau II.1 : Le mode de traitement en fonction du rapport (DCO/DBO₅) [2]

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

II.4.2.5. Les nutriments

a. Le phosphore

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

- la forme minérale : orthophosphate (PO₄H²⁻), polyphosphate .
- la forme organique : dissoute et particulaire.

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

b. L'azote

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

- Forme réduite: Azote organique (N) et Azote ammoniacal (NH₄⁺).
- Forme moléculaire: Azote dissous (20mg/l à la température ambiante).
- Forme oxydée: Azote nitreux (NO₂) et Azote nitrique (NO₃).

Cet azote peut avoir des effets néfastes sur la santé et le milieu récepteur des rejets on en citera:

- L'empoisonnement par les nitrites qui réduisent la capacité sanguine pour transporter l'oxygène, notamment chez les nourrissons (la méthémoglobinémie).
- La toxicité de NH₄⁺ vis-à-vis de plusieurs espèces aquatiques en particulier les poissons.
- En milieu oxygéné NH₄⁺ est oxydé en NO₂⁻ puis en NO₃⁻, ce qui réduit la teneur en O₂ dissous (l'oxydation de 1 mg NH₄⁺ nécessite 4,57 mg d'O₂).
- L'eutrophisation des lacs et des cours d'eau à débit assez lent, c'est-à-dire le développement et la croissance surabondante d'algues par suite d'un apport excessif d'azote.

c. Matières oxydables (MO)

Les matières oxydables correspondent à une moyenne pondérale de la DCO et de DBO₅ mesurées après une décantation de 2h.

C'est une mesure qui est utilisée par les Agences de l'Eau pour quantifier les redevances pollution et qui correspond à :

$$\text{MO} = (2\text{DBO}_5 + \text{DCO}) / 3 \dots\dots\dots (\text{II-2})$$

II.4.3. Paramètres microbiologiques

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

Les eaux usées contiennent aussi des contaminants. Peuvent être classés en quatre groupes principaux :

- ❖ **Les bactéries pathogènes**, essentiellement des entérobactéries : salmonelles (fièvres typhoïdes, toxi-infection), shigelles (bacilles dysentériques), colibacilles, auxquelles il faut les leptospires, les mycobactéries (bacilles de la tuberculose).
- ❖ **Les virus**.
- ❖ **Les parasites** : les œufs des vers (tænia, ascaris, etc...).
- ❖ **Les champignons**.

II.5. Estimation des rejets d'eaux usées**II.5.1. L'Equivalent Habitant**

Pour l'Algérie, la valeur de l'équivalent habitant n'est pas encore déterminée, de ce fait pour concevoir une station d'épuration d'eaux usées, on se base sur les normes européennes.

L'Equivalent Habitant : est l'unité de mesure permettant d'évaluer la capacité d'une station d'épuration. Cette unité de mesure se base sur la quantité de pollution émise par personne et Par jour : 1 EH = 60 g de DBO₅/jour (21,6 kg de DBO₅/an.), 135g de DCO, 9,9g d'azote, 3,5g de phosphore. [2]

II.5.2. Charges polluantes**II.5.2.1. Charges en DBO₅**

La charge de DBO₅ d'un rejet d'eaux usées est le produit de la DBO unitaire par son débit si la DBO unitaire a été déterminé sur 5jours, elle constitue la charge de «DBO₅ du rejet»

La charge en DBO₅ apportée par les eaux brutes est exprimée par jour et par habitant suivant le type de réseau :

- ❖ Réseau séparatif: 60 à 70 g/hab /j.
- ❖ Réseau unitaire: 70 à 80 g/hab/j.

II.5.2.2. Charges en MES

La mesure des matières en suspension permet d'apprécier la charge solide en suspension d'une eau naturelle ou résiduaire.

On estime au niveau d'une station d'épuration qu'après les prétraitements physiques (dégrillage et dessablage) et suivant le type de réseau, nous avons :

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

II.6. Les normes de rejet

Le tableau suivant illustre les normes de rejets dans le milieu récepteur des effluents urbains à atteindre après l'épuration :

Décret exécutif N° 06-141 du 19 Avril 2006 définissant les valeurs limites des rejets d'effluents liquides industriels.

Tableau II.2 : Normes de rejets

N°	Paramètres	Unités	Valeurs limites	Tolérance aux valeurs limites anciennes installations
1	Température	°C	30	30
2	PH	-	6,5-8,5	6,5-8,5
3	MES	mg/l	35	40
4	Azote Kjeldahl	mg/l	30	40
5	Phosphore total	mg/l	10	15
6	DCO	mg/l	120	130
7	DBO ₅	mg/l	35	40
8	Aluminium	mg/l	3	5
9	Substances toxiques bioaccumulable	mg/l	0,005	0,01
10	Cyanure	mg/l	0,1	0,15
11	Fluor et composés	mg/l	15	20
12	Indice de phénols	mg/l	0,3	0,5
13	Hydrocarbures totaux	mg/l	10	15
14	Huiles et graisses	mg/l	20	30
15	Cadmium	mg/l	0,2	0,25
16	Cuivre total	mg/l	0,5	1
17	Mercure total	mg/l	0,01	0,05
18	Plomb total	mg/l	0,5	0,75
19	Chrome total	mg/l	0,5	0,75
20	Etain total	mg/l	2	2,5
21	Manganèse	mg/l	1	1,5
22	Nickel total	mg/l	0,5	0,75
23	Zinc total	mg/l	3	5
24	Fer	mg/l	3	5
25	Détergents	mg/l	12	12

Dans le contexte réglementaire actuel, l'exploitation de l'eau dans les projets agricoles étant encore faible, ne résout pas le problème environnemental de l'évacuation des eaux usées traitées dans le milieu naturel. Cet objectif ne pourra être atteint que si les agriculteurs sont assurés que d'une part l'eau qui leur est fournie, ne présente pas de risques sanitaires et que d'autre part la qualité du service de distribution soit meilleure.

Conclusion

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

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

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

Chapitre III

Procédés de traitement



Introduction

L'objet de toute politique de l'eau est d'assurer à chaque usager, la quantité journalière d'une eau de qualité suffisante pour ses diverses activités.

Cela implique une série de mesures à prendre en vue de conserver à l'eau une qualité suffisante d'une part, et d'éviter l'altération du milieu récepteur dans lequel elle se déverse d'autre part.

Le but de traitement des eaux usées résiduaires est d'améliorer les propriétés de celles-ci de telle façon à ce que la qualité de l'eau de surface réceptrice ne soit pas modifiée, c'est-à-dire que l'ensemble des processus de l'autoépuration naturelle ne soit pas perturbée.

III.1. Les différentes étapes du traitement des eaux usées

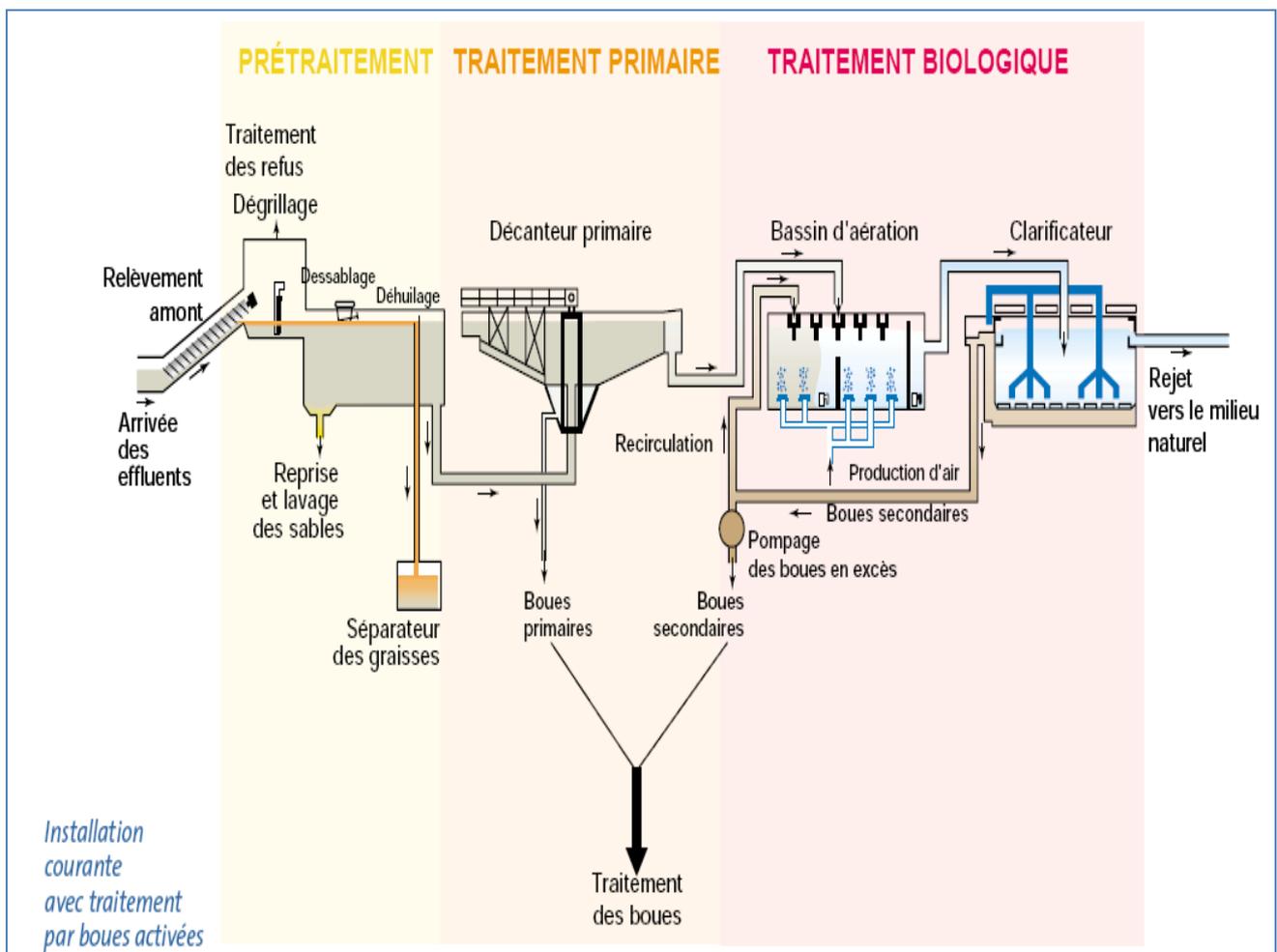


Figure III.1 : Les étapes de traitement des eaux usées

III.1.1. Prétraitement

Le prétraitement consiste à extraire des eaux usées la plus grande quantité d'éléments qui par leur taille (déchets grossiers), leur pouvoir abrasif (sable argile), leur masse spécifique (huiles, graisses et flottants), qui risquent de perturber et d'empêcher les processus biologiques en cours, lors de la dégradation de la matière organique biodégradable et polluante. Sous cette dénomination seront regroupés : Le dégrillage pour réduire les déchets volumineux, le dessablage pour obtenir une meilleure décantation, le déshuilage-dégraissage pour éviter l'encrassement de la station par des corps gras.

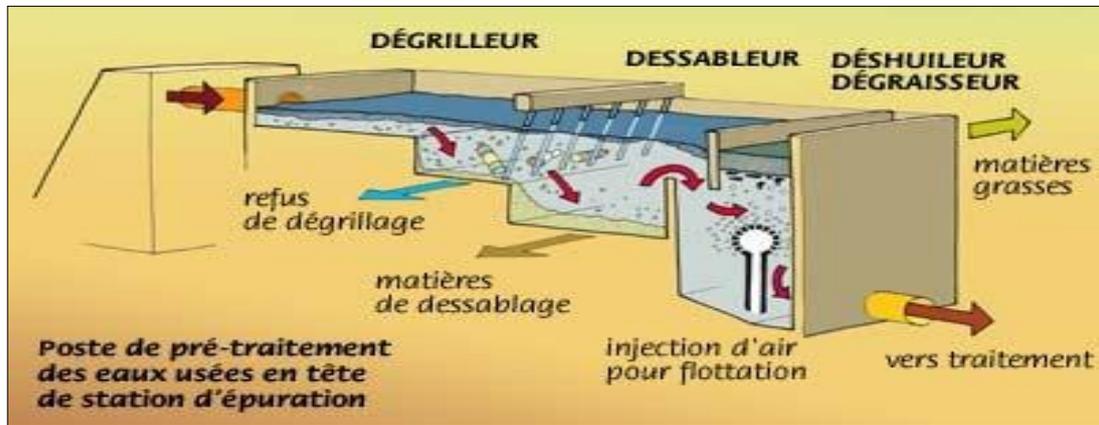


Figure III.2: Schéma de prétraitement

III.1.1.1. Relevage

Le transport des eaux usées dans les collecteurs se fait généralement par gravité, sous l'effet de leur poids. Une station de relèvement permet d'acheminer les eaux usées dans la station d'épuration lorsque ces dernières arrivent à un niveau plus bas que les installations de dépollution.

On peut avoir deux systèmes de relevage :

- Poste de pompage,
- vis d'Archimède.

III.1.1.2. Dégrillage

Le dégrillage permet l'élimination des éléments volumineux charriés par l'eau brute, afin d'éviter les problèmes d'obstruction des pompes et les bouchages des conduites dans les unités de l'installation grâce à un système de grille dont l'espacement entre les barreaux permet de fixer la taille des déchets à éliminer, pour cela, on distingue trois types de dégrillage en fonction de la taille des débris à éliminer :

- Le dégrillage fin pour un écartement de 3 à 10 mm ;
- Le dégrillage moyen pour un écartement de 10 à 25 mm ;
- Le pré-dégrillage pour un écartement de 50 à 100 mm.

Le dégrillage est assuré par une grille à nettoyage normal ou par une grille mécanique.

Il existe différents types de grillages selon la conception des fabrications et la nature de l'effluent à traiter.

a. Grilles manuelles

Composées de barreaux le plus souvent inclinées à 60° à 80° sur l'horizontale, elles sont cependant réservées aux très petites stations.

Le nettoyage est effectué à l'aide de râpeau. L'inconvénient de ces grilles est la nécessité de les nettoyer quotidiennement car si la grille reste long temps sans nettoyage, l'effluent risque de refluer dans le collecteur d'arrivée.

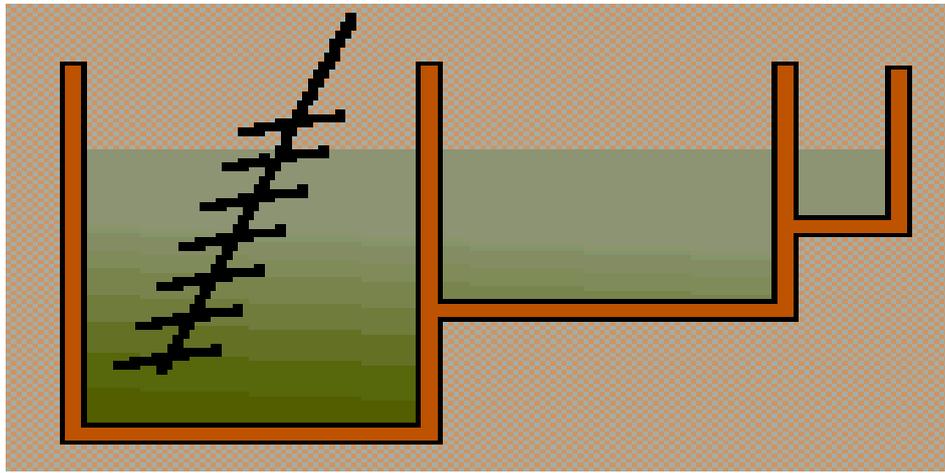


Figure III.3 : Grille manuelle

b. Grille mécaniques

Au-delà de 2000 équivalents Habitants, la station doit être équipée de grilles mécaniques. Cette mécanisation est indispensable afin d'éviter un colmatage rapide des canalisations.



Figure III.4 : Grille mécanique courbe

III.1.1.3. La dilacération

Elle constitue une phase essentielle pour les eaux résiduaires urbaines. Elle a pour but de déchiqueter ou de « désintégrer » les matières solides décantables fines qui peuvent rester dans le circuit et altérer ainsi les traitements ultérieurs. Par cette méthode, les nuisances et les sujétions induites par l'évacuation de dégrillage sont supprimées. Il existe deux types de dilacérateurs :

- ✓ Les dilacérateurs au fil de l'eau : sont des appareils adaptés aux eaux résiduaires urbaines pour des débits allant de 5000 à 8000 m³/h.
- ✓ Les dilacérateurs sous pression : sont adaptés aux eaux résiduaires urbaines et aux boues pour les débits variant de 50 à 300 m³/h pour des concentrations en matière solides de l'effluent de l'ordre de 5 à 10 g/l. [1]

III.1.1.4. Le tamisage

Le tamisage suit l'opération de dégrillage en utilisant des grilles fines, qui correspondent à des micros tamisages ou des grilles grossières correspondent à un macro tamisage qui est le plus utilisé en épuration. [2]

On distingue principalement trois fonctions du tamisage :

- La récupération des déchets utilisables.
- La protection des canalisations ou de pompes (en évitant l'obstruction).
- La limitation des risques de dépôts et fermentation. [1]

III.1.1.5. Dessablage

Le dessablage a pour but d'extraire des eaux brutes les graviers, sables et particules minérales, plus ou moins fines.

Le dessablage concerne les particules minérales de diamètre supérieur à 0.2mm et de masse spécifique de l'ordre de 2,65 g/cm³.

La vitesse de sédimentation de ces particules est fonction de :

Leur nature, forme, dimensions et la viscosité du liquide dans lequel elles se trouvent.

La technique du dessablage consiste à faire circuler l'eau dans une chambre de tranquillisation avec une vitesse constante de 0.3m/s quel que soit le débit. Cette condition est difficile à réaliser en raison des variations du débit.

L'opération de dessablage est indispensable pour :

- Eviter les dépôts dans les canalisations induisant leur bouchage ;
- Protéger les pompes et autres organes mécaniques contre l'abrasion ;
- Eviter de perturber les autres stades de traitement en particulier les réacteurs biologiques ;
- Réduire la production des boues.

On distingue plusieurs types de dessableurs, suivant la géométrie des bassins ou la circulation du fluide.

- ✧ Les dessableurs couloirs à section rectangulaire,
- ✧ Les dessableurs circulaires également connus sous l'appellation de centrifugeurs ou encore cyclones.

III.1.1.6. Dégraissage-déshuilage

Le déshuilage-dégraissage se rapporte à l'extraction de toutes les matières flottantes d'une densité inférieure à celle de l'eau. Ces matières sont de natures très diverses et leurs quantités s'estime par la mesure des « matières extractibles par solvants ». La teneur des eaux usées en matières extractibles est de l'ordre de 30 à 75 mg/L.

Néanmoins, certains rejets industriels (abattoirs, laiteries...) peuvent élever ces valeurs à 300-350 mg/L.

Les huiles et graisses, lorsqu'elles ne sont pas émulsionnées, sont séparées sous forme de boues flottantes dans des ouvrages comportant une zone d'aération où les bulles d'air augmentent la vitesse de montée des particules grasses et une zone de tranquillisation où s'effectue la récupération.

Le temps de séjour dans ce type d'ouvrage est de 5 à 12 min. Le débit d'air insufflé est de l'ordre de 0,2 m³ par mètre cube d'eau et par heure.

Le plus souvent, les fonctions de dessablage et de déshuilage sont combinées dans un même ouvrage qui met en œuvre les principes de fonctionnement cités précédemment. [3]

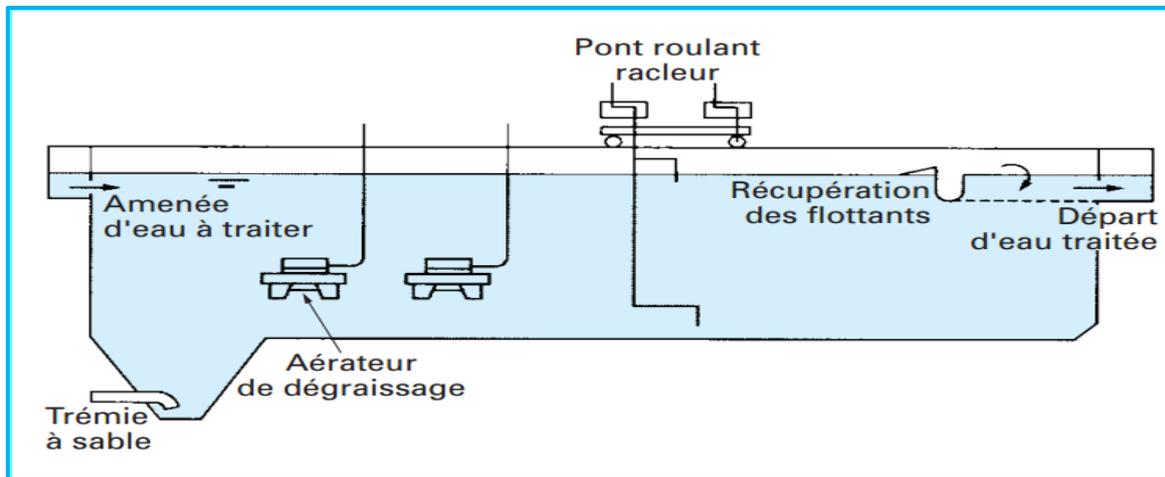


Figure III.5 : Ouvrage de dessablage-déshuilage combinés



Figure III.6 : Racleur des graisses d'un dessableur- dégraisseur

III.1.2. Traitement primaire

Le traitement primaire est une opération qui permet de retenir le maximum de matières en suspensions présentes dans l'eau usée. La principale opération effectuée au niveau de ce traitement est la décantation. Cette dernière consiste à séparer d'un liquide les particules en suspension en utilisant des forces gravitaires.

La sédimentation peut être accélérée par l'intermédiaire d'un traitement de coagulation, ce dernier est réalisé le plus souvent par de sels de fer et d'aluminium de la chaux et des ployélectrolites. [3]

Le processus de décantation dépend de plusieurs facteurs tels que :

- ✓ La qualité de la suspension ;
- ✓ La surface disponible ;
- ✓ Le débit ;
- ✓ La charge superficielle ;
- ✓ Le temps de passage ;
- ✓ Le sens d'écoulement.

Cette opération permettra d'éliminer jusqu'à 35% de la DBO₅ et 60% environ des MES de l'effluent prétraité de décantation s'effectue dans des ouvrages rectangulaire ou circulaire, munis de racleurs de fond et de surface pour extraire les boues recueillies.

L'utilisation d'un décanteur lamellaire permet d'accroître le rendement de la décantation. Ce type d'ouvrage comporte des lamelles parallèles inclinées, ce qui multiplie la surface de décantation et accélère donc le processus de dépôt des particules. Une décantation lamellaire permet d'éliminer plus de 70 % des matières en suspension et diminue de plus de 40 % la DCO et la DBO.

La décantation est encore plus performante lorsqu'elle s'accompagne d'une floculation préalable. La coagulation-floculation permet d'éliminer jusqu'à 90 % des matières en suspension et 75 % de la DBO. Cette technique comporte une première phase d'adjonction d'un réactif, qui provoque l'agglomération des particules en suspension, puis une accélération de leur chute au fond de l'ouvrage. Les amas de solides ainsi obtenus sont appelés "flocs".

✧ Formes de décanteur

- ✓ Décanteur longitudinal.
- ✓ Décanteur Circulaire.
- ✓ Décanteur Laminaire.
- ✓ Décanteur Conique ou cylindro-conique.
- ✓ Décanteur Statique a flux horizontal.

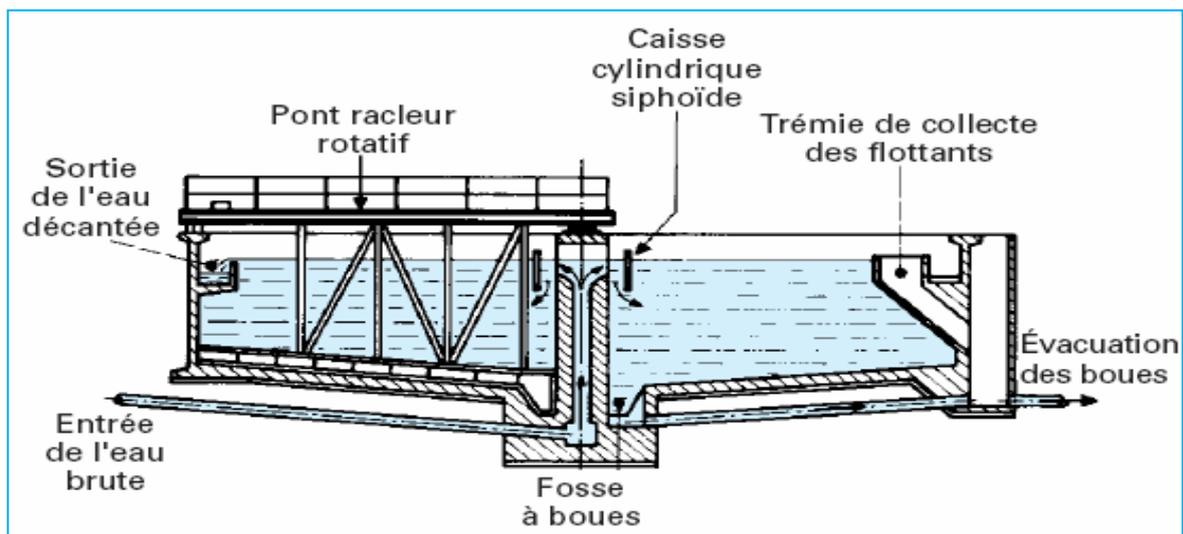


Figure III.7 : Décanteur circulaire à raclage mécanique

III.1.3. Traitement secondaire

Le traitement secondaire a pour objectif d'éliminer la pollution dissoute ou colloïdale. Ce traitement peut être de type biologique ou chimique.

III.1.3.1. Traitement physico-chimique

Après une étape de prétraitement, le traitement physico-chimique consiste en une séparation physique solide-liquide après un ajout de réactifs chimiques ayant provoqué l'agglomération des matières en suspension (MES). Le traitement se déroule en 4 phases.

a. Coagulation

Les colloïdes ne sont pas facilement décantés parce qu'elles ont un diamètre trop faible et elles sont chargées électro-négativement. Si on additionne des sels métalliques (de fer ou d'aluminium) ; les colloïdes peuvent se rencontrer et former des flocons ; qui sont encore très fragiles et petits et donc instable, ce premier processus est connu comme « coagulation ». [4]

b. Flocculation

Après la coagulation c'est la flocculation ; elle va permettre grâce à l'ajout d'une solution de flocculant (en général un polymère) une agglomération des particules colloïdales, cette étape va permettre la favorisation de la décantation

Ensemble coagulation –flocculation permettra une clarification plus facile en ce qui concerne l'élimination des particules en suspension de très petite taille. [4]

c. La neutralisation

A pour objet de modifier le pH d'une eau résiduaire pour l'amener à une valeur déterminée pour favoriser un traitement ultérieur ou permettre le rejet dans un milieu récepteur. Il s'agit d'une opération dans laquelle on ajoute à une eau à caractère basique ou acide une quantité suffisante soit d'acide soit de base, de manière à réaliser un échange protonique complet entre les deux constituants. L'introduction automatique du réactif dans le milieu réactionnel est asservie à une chaîne de régulation de pH.

d. Décantation

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

III.1.3.2. Traitements biologiques

Les traitements biologiques sont basés sur l'anabolisme et les catabolismes bactériens ayant pour but, l'intensification et la reproduction des phénomènes naturels d'autoépuration des cours d'eaux et rivières, ce traitement est appliqué aux matières organiques (biodégradables). [3]

Cette phase de traitement permet non seulement l'élimination des matières organiques mais également l'élimination par adsorption par synthèse biologique mais également l'élimination par adsorption des polluants dans les eaux usées comme le fer manganèse. [7]

Les bactéries aérobies impliquées dans l'épuration sont hétérotrophes (puisent leur nourritures et leurs énergie de la dégradation de la matière organique.

Le taux de conservation de matière organique en biomasse est variable selon la biodégradabilité et la quantité d'O₂ disponible.

Le traitement biologique se divise en deux types :

- ❖ Procèdes biologiques extensifs ;
- ❖ Procèdes biologiques intensifs.

A. Procédés biologiques extensifs

Ces procédés nécessitent d'importante superficie et un temps de séjour assez long. On distingue :

A.1. Epan dage

La première technique d'épuration des eaux usées des agglomérations a été celle des champs d'épandage, son principe consiste à déverser directement sur le sol perméable de l'eau usée ou les granulats constituant le sol.

L'utilisation des sols comme système épurateur met à profil :

- ✓ Ses propriétés physiques et physico-chimiques : filtrations adsorption échange d'ions et pouvoir et rétention,
- ✓ Ses propriétés biologiques : action de la microflore et des végétaux.

Le système d'épuration est donc constitué à la fois du sol et des cultures. [6]

A.2. Lagunage

Le lagunage est une méthode traitement très commune dès-que l'on dispose de grandes surfaces de terrain.

Le lagunage constitue une technique particulière d'autoépuration des eaux, faisant intervenir des éléments naturels tel que :

Le soleil, les algues et le plancton. [6]

Son principe est le passage d'une eau usée à travers de vastes bassins, communément appelés « lagunes ou étangs ».

On entend par lagune ou étangs d'oxydation, toute dépression naturelle dans laquelle s'écoulent naturellement les eaux usées brutes ou décantées pour en sortir sans aucune intervention extérieure dans un état où elles ne risquent pas d'altérer la qualité du milieu récepteur. [3]

On observe des temps de séjour assez longs. On distingue principalement deux types de la lagune : naturel et aérée.

- **lagunage naturel**

L'épuration se déroule naturellement par passage de l'eau dans une succession de bassins (3 généralement), dans lesquels sont présents des algues, des bactéries et des micro-organismes et où l'aération naturelle, le passage d'un bassin à l'autre est gravitaire et dépend uniquement du niveau de l'eau dans les bassins, ce sera un transfert par « visage communiquant » il ne nécessitera pas de vannes de régulation.

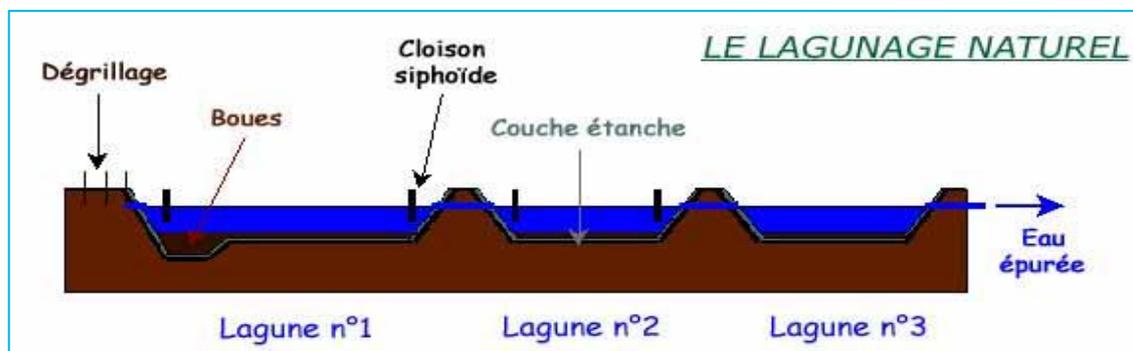


Figure III.8 : Lagunage naturel

On distingue trois cas de lagunage naturel :

- Le lagunage aérobie ;
- Le lagunage anaérobie ;
- Le lagunage facultatif.

- **lagunage aéré**

Lorsque les conditions de terrain permettent une étanchéité naturelle par simple compactage, le lagunage aéré, malgré consommation électrique, possède des avantages économiques de fonctionnement en raison des faibles besoins de main d'ouvres et du coût d'investissement modéré. Le procédé est bien adapté aux petites collectivités de 30 Equivalent Habitant.

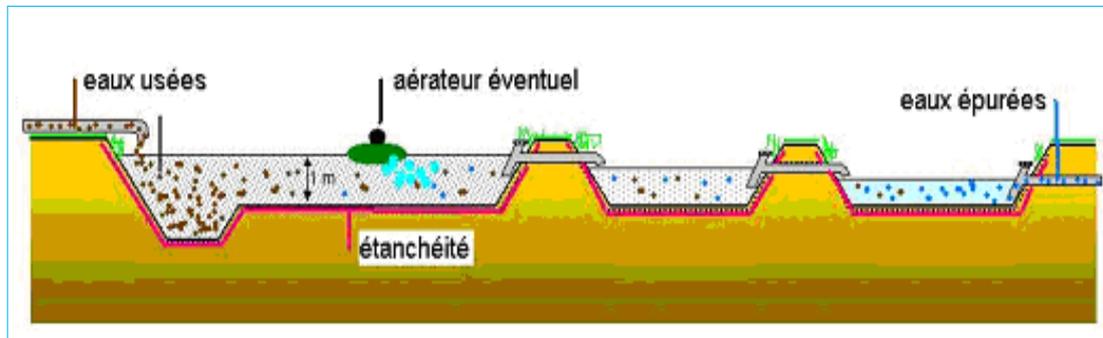


Figure III.9 : Lagunage aéré

Tableau III.1 : Avantages et inconvénients des différents lagunages [7]

Filière	Avantages	Inconvénients
Lagunage naturel	<ul style="list-style-type: none"> - Facilité d'exploitation ; - Accordement électrique inutile si la dénivelé est favorable ; - Eliminer une grande partie des nutriments, phosphore et azote ; - Bonne alimentation des pathogènes ; - Bonne intégration paysagère. 	<ul style="list-style-type: none"> - Emprise au sol importante ; - Contrainte de nature du sol et d'étanchéité ; - Variation saisonnière de la qualité de l'eau traitée ; - Maitrise limité de l'équilibre biologique et des processus épuratoire.
Lagunage aéré	<ul style="list-style-type: none"> - Tolérant aux effluents très concentré ; - Traitement conjoints d'effluents domestique et industriel ; - Entretien fiable, stabilité de qualité de l'eau. 	<ul style="list-style-type: none"> - Rejet d'une qualité moyenne sur tous les paramètres ; - Présence de matériels mécaniques nécessite un entretien spécifique ; - Forte consommation énergétique.

B. Procédés biologiques intensifs

Ces processus intensifs permettent d'avoir des surfaces relativement réduites et d'intensifier les phénomènes de transformation et de destruction des matières oxydables.

B.1. Procédés à culture fixe

Ils reproduisent l'effet épurateur du sol et font appel à deux techniques répandues :

- ✓ Lits bactériens ;
- ✓ Disques biologique.

B.1.1. Lit bactérien

Les procédés biologiques d'épuration par lits bactériens s'inspirent des procédés d'épuration naturelle par le sol où la faune et la flore jouent le rôle d'épurateurs et le sol le rôle de filtre.

Les lits bactériens sont des ouvrages en béton, de forme généralement cylindrique garnit d'un matériel inerte sur lequel se fait ruisseler l'effluent à traiter toujours pré décanté l'aération du lit bactérien se fait par sous tirage naturel.

Se cela s'avère insuffisant, on procède alors à une injection éventuelle d'air comprimé (sous pression).

Un fonctionnement correct exige que le biofilm que soit complètement aéré, ce qui permet, le développement d'une flore bactérienne aérauliques.

Les produits de la dégradation biologiques sont : CO_2 , NO_3^- , NO_2^- .

L'évacuation de l'eau ce fait par le fond pour éviter le noyage d'un massif filtrant :

On distingue deux types de lits bactériens, selon le matériel utilisé et la charger hydrologue appliquée :

- Les lits traditionnels dits classiques, constitués d'un garnissage de type minéral (les sables, le cocker, pouzzolane) ;
- Les lits bactériens composés de ce types de garnissage ne dépassent j'aurais des 5 m de hauteur ;
- Les lits bactériens modernes, constitués de garnissages organiques dits plastiques (annaux de rachi, PVC, polystyrène,...) qui sont utilisés en model ou en vac.

A cause de ces garnissages, les lits bactériens peuvent à atteindre une hauteur de 12 à 15m.

✓ **Avantage**

- Exploitation facile ;
- Faible sensibilité aux fluctuations de charges ;
- Economie relative d'énergie en raison que l'air en général est fourni par sous-titrage naturel ;
- Moindre occupation du sol (en hauteur).

✓ **Inconvénients**

- Sensibilisation accrue au colmatage, surtout avec les matériels traditionnels ;
- Il faut se procurer du garnissage (contraintes techniques et économique liés aux garnissages) ;
- Décantation primaire indispensable ;
- Source de mauvaises odeurs ;
- Foyer de mouches et d'insectes ;
- Faibles alimentation de l'azote et du phosphore ;
- Une forte sensibilité du traitement à la température (rendement plus fiable en hiver).

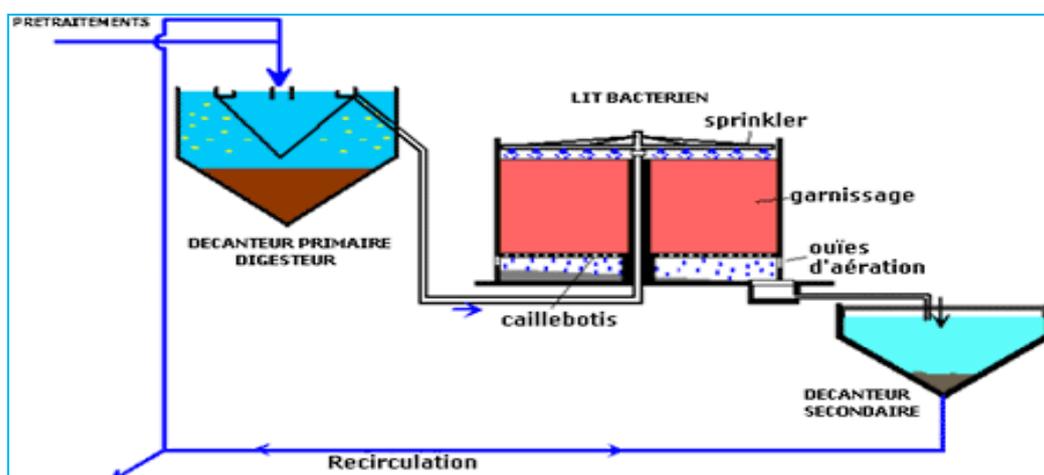


Figure III.10 : Lit bactérien

B.1.2. Disque biologique

Le système est constitué d'une série de disques fixée autour d'un arbre métallique partiellement immergé dans un canal où s'écoule l'eau à épurer.

Les performances de ce genre de procédé sont liées à :

- Profondeur d'immersion des disques ;
- La vitesse de rotation des disques ;
- La température qui doit être comprise entre 13 à 29°C ;
- Au nombre d'étages (ranges de séries de disques) ;
- Au temps de séjour.

Ce procédé est utilisé généralement pour l'épuration des effluents et petites installations et ne supporte pas les variations qualitatives des charges polluantes de l'effluent.

✓ **Avantage**

- Ce procédé est d'une extrême simplicité d'exploitation ;
- Consommation énergétique modérée ;
- Boue bien épaisse par décanteur-digesteur.

✓ **Inconvénient**

- Les disques ne s'adaptent pas au traitement à fort charge ;
- Coût d'investissement assez élevé ;
- Abattement limité de l'azote.

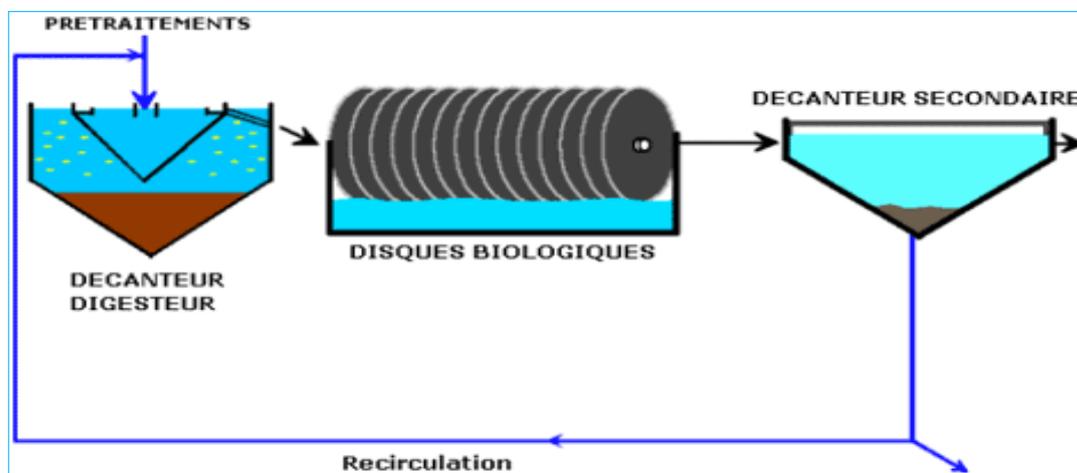


Figure III.11 : Disques biologiques

B.2. Procédé à culture libre

Ils reproduisent l'effort épurateur des rivières et des étangs. Ils font appel à la technique des boues activées.

B.2.1. Les boues activées

Les procédés d'épurations par boues actives est un procédé relativement récent, il est nait au point en 1914 à Manchester le principe du procédé consiste à développer une culture bactérienne dispensée sous forme de flacons « boues activées ».

Le brassage a pour but d'éviter les dépôts et d'homogénéiser la biomasse dans l'eau usée dont le mélange est appelé « liqueur mixte », afin de répondre aux besoins épurations et métaboliques des épuratrices aérobiques. [3]

Dans le processus d'épuration par boues activées, la pollution est éliminée de la manière suivante :

- Les matières en suspension et colloïdales sont éliminées par agglomération physique et ensuite par floculation et absorption des matières organiques solubles par action enzymatique.
- Oxydation et dégradation d'une partie des amas biologiques.

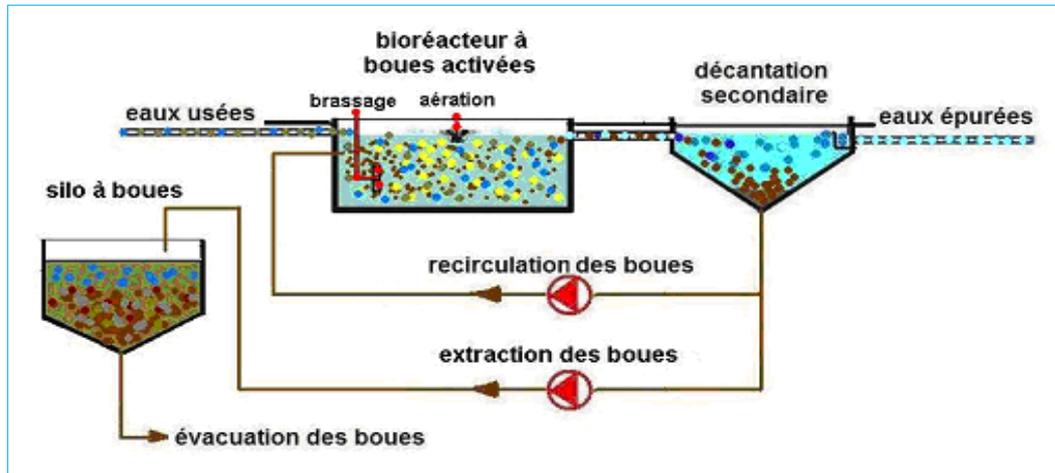


Figure III.12 : Procédé à boues activées

Pour ce qui concerne les avantages et les inconvénients de ce procédé on a :

- **Avantages**
 - La réduction du temps de séjours de la pollution ainsi que les surfaces de terrains utilisés ;
 - La recirculation de la culture bactérienne, ce qui conduit à un enrichissement du bassin par les micro-organismes épurateurs ;
 - Adaptée pour toute taille de collectivité (sauf les très petites) ;
 - Bonne élimination de l'ensemble des paramètres de pollution (MES, DCO, DBO, N) par nitrification et dénitrification.
- **Inconvénients**
 - Le coût des installations à boues activées très élevée ;
 - Les exploitations de ce type de station exige un personnel qualifié et une vigilance permanente ;
 - Le bon rendement repose sur le bon fonctionnement des aérateurs.

B.2.2. Base de dimensionnement d'un procédé à boues activées

- ✓ Le volume du bassin d'aération ;
- ✓ Les besoins en oxygène ;
- ✓ La production des boues en excès ;
- ✓ Les caractéristiques de décantation de la biomasse épuratrice ;
- ✓ Les conditions de fonctionnement.

Les principaux paramètres qui déterminent la performance d'un procédé d'épuration sont les suivants :

a. Charge massique

La charge massique C_m ou facteur de charge exprime le rapport entre la masse du substrat polluant (DBO_5) entrant quotidiennement et la masse de boues contenues dans le réacteur ; elle est exprimée en ($Kg\ DBO_5/Kg$ de matière sèche par jour).

Elle est déterminée t par le rapport suivant :

$$C_m = \frac{\text{Pollution journalière (DBO}_5\text{)}}{\text{Biomasse présente (MES)}} \dots\dots\dots \text{(III-1)}$$

Ou :

$$C_m = \frac{\text{Débit (Q) x [DBO}_5\text{]}}{\text{Volume du bassin d'aération x [MVS] BA}} \dots\dots\dots \text{(III-2)}$$

Avec :

- ◆ Q : Débit journalier (m³.j⁻¹) entrant dans le bassin d'aération.
- ◆ [DBO₅] : Concentration moyenne (kg.m⁻³) en DBO₅ de l'influent à l'entrée du bassin d'aération.
- ◆ V_{BA} : Volume (m³) du bassin d'aération.
- ◆ [MVS]_{BA} : Concentration en (kg.m⁻³) en MVS des boues dans le bassin d'aération.

b. Charge volumique

On appelle charge volumique la masse de pollution entrant journallement par unité de volume du réacteur. Elle s'exprime en Kg DBO₅/ (j. m³).

Elle est déterminée par :

$$C_v = \frac{\text{Pollution journalière (DBO}_5\text{)}}{\text{Volume du bassin d'aération}} \dots\dots\dots \text{(III-3)}$$

Ou :

$$C_v = \frac{Q \times [DBO}_5\text{]}}{V_{BA}} \dots\dots\dots \text{(III-4)}$$

Avec :

- ◆ Q : Débit journalier (m³.j⁻¹) d'eau brute alimentant l'étage biologique.
- ◆ [DBO₅] : Concentration (kg.m⁻³) en DBO₅ dans l'influent du réacteur biologique.
- ◆ V_{BA} : Volume (m³) du bassin d'aération.

c. Age des boues

L'âge des boues **A_b** est la durée d'aération subie par la boue avant son élimination. Il se définit comme étant le rapport entre la quantité de boue dans le bassin et celle extraite quotidiennement. Il précise le temps de séjours moyens des boues dans l'aérateur.

Il est calculé par :

$$A_b = \frac{X_r}{\Delta X} = \frac{X_a * V}{\Delta X} \dots\dots\dots \text{(III-5)}$$

- ◆ X_a : concentration en biomasse.

Avec : $X_a = \frac{C_v}{C_m}$ (kg / m³) (III-6)

- ◆ ΔX: la masse de boues extraites quotidiennement.
- ◆ V : le volume de l'aérateur.

On classe les systèmes d'épuration suivant la charge appliquée ; le tableau ci-dessous représente le classement des systèmes d'épuration. [3]

Tableau III.2 : Classement des procédés par boues activées

Appellation	Charge massique C_m (Kg DBO ₅ /Kg MES .j)	Charge volumique C_v (KgDBO ₅ /m ³ .j)	Agés des boues en jour	Rendement R d'élimination de la DBO ₅
Aération prolongée	$0,05 \leq C_m < 0,1$	$C_v < 0,40$	14	$R \geq 95\%$
Faible charge	$C_m < 0,15$	$C_v < 0,40$	10 à 30	$R \geq 90\%$ Nitrification possible
Moyenne charge	$0,15 \leq C_m < 0,4$	$0,5 < C_v < 1,5$	4 à 10	$R = 80$ à 90% Nitrification possible aux températures élevées
Forte charge	$0,4 \leq C_m < 1,2$	$1,5 < C_v < 3$	1,5 à 4	$R < 80\%$

d. Indice de Mohlman

Il définit le volume des boues activées décantées après 30 minutes (mn) en (ml) par rapport à la masse de résidus secs de cette boue. il est donné par la formule suivante : [3]

$$I_M = \frac{V_{30}}{m} \dots\dots\dots (III-7)$$

Tel que ; V_{30} : Volume de boue obtenu après 30 mn de décantation d'un litre de boue activée.

m : Masse des matières en suspension dans le bassin de boue activée.

Plus l'indice est élevé, moins la boue est bien décanté, une boue dont la structure assure une bonne décantabilité à un indice de Mohlman compris entre 80 ml/g et 150 ml/g. En dessous de 50 ml/g, la boue à un aspect granuleux et risque de former des dépôts, au-delà de 150 ml/g, la boue est en gonflement (bulking) et décante mal.

e. Besoins en oxygène

Afin de garantir aux micro-organismes des conditions satisfaisantes de croissance tout en assurant un fonctionnement normal, la teneur en oxygène ne doit pas être un facteur limitant ; la teneur en oxygène dissous dans le bassin d'aération doit être de 1 à 2 mg/l au moins tout temps et quelques soit la charge.

B.2.3. Différents procédés à boue activée

❖ Les procédés conventionnels

L'eau usée, après avoir subi un traitement primaire passe dans un long bassin où l'écoulement est de type piston.

L'élimination des pollutions, la demande en oxygène, l'état des boues varie tout le long de l'ouvrage. L'inconvénient de ce procédé dans l'hétérogénéité du milieu de l'entrée à la sortie du bassin. Il ne s'adapte pas au changement du régime (variation de débit, et de la concentration en produits toxiques), ce qui pourrait compromettre le rendement de l'épuration.

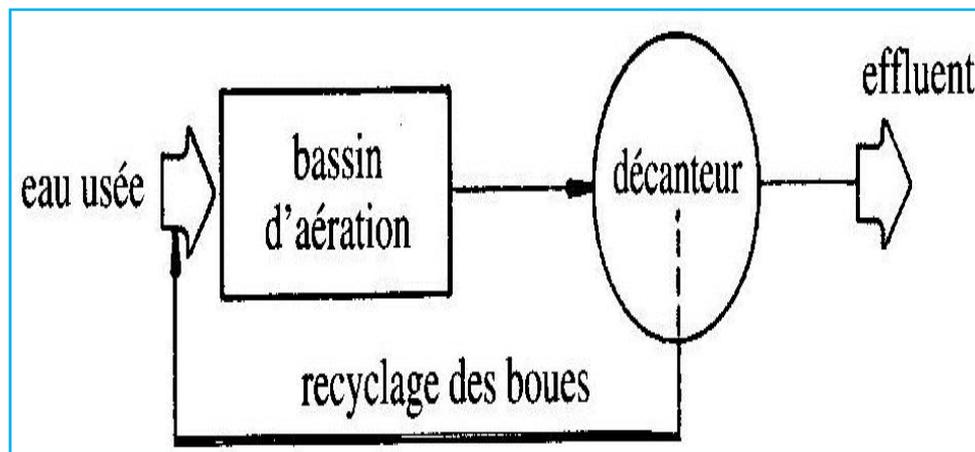


Figure III.13 : Schéma du procédé conventionnel

❖ Procédés à mélange intégrale

Ce procédé est utilisé pour les rejets municipalités et dans le cas d'effluents, vu qu'il exige des volumes assez importants de bassin.

Le volume important est de telle sorte à permettre une aération prolongée et le mélange instantané des eaux décantées, les boues sont presque totalement stabilisées, avec la réalisation de la nitrification. Elles peuvent alors être renvoyées directement sur les lits de séchages. On peut distinguer parmi les configurations du procédé à mélange intégral :

- Les fossés d'oxydation qui sont des grands bassins rectangulaires ;
- Les carrouzels (bassins de formes ellipsoïdales).

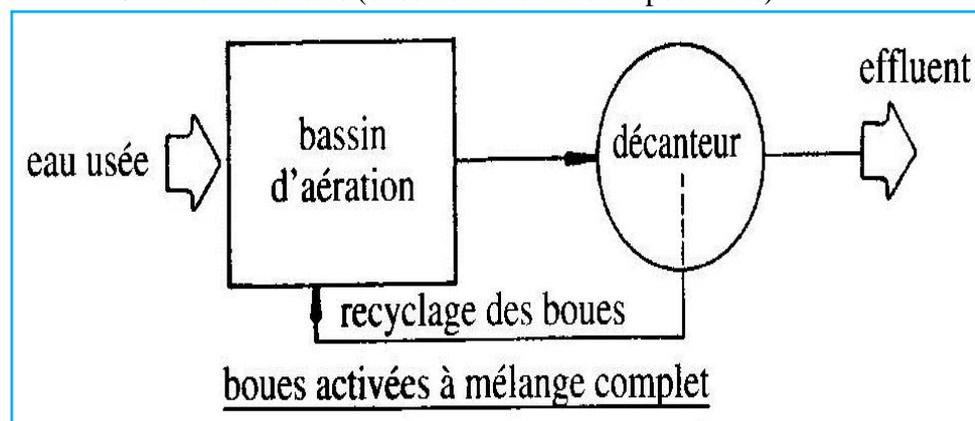


Figure III.14 : Schéma du procédé à mélange complet

❖ Les procédés par élimination étagées

Ce procédé consiste à introduire l'eau à traiter tout au long du bassin afin d'égaliser les charges polluantes et la demande en oxygène, les boues recyclées sont admises à l'entrée du bassin d'aération.

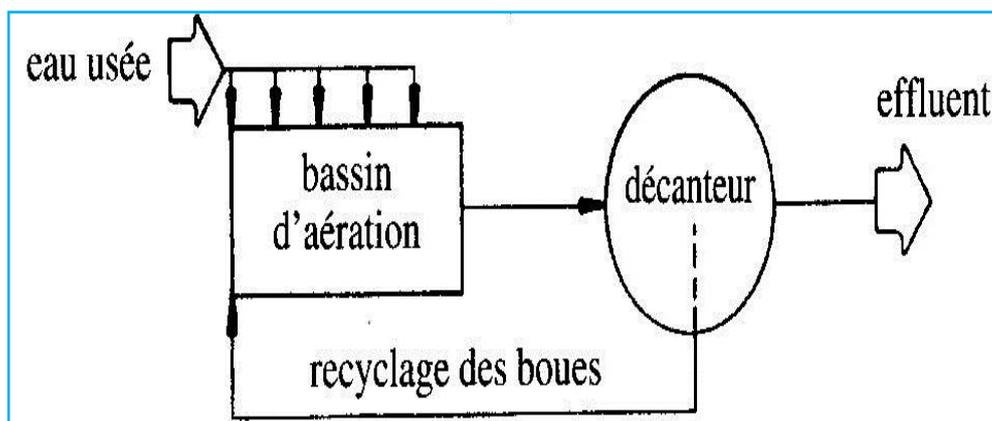


Figure III.15 : Schéma du procédé par alimentation étagée

❖ Procédé à contact stabilisation

Ce procédé est utilisé pour le traitement des eaux résiduaires dont la DBO_5 est essentiellement en suspension ou sous forme colloïdale.

Le principe consiste à mettre en contact l'eau usée et une boue activée stabilisée pour une courte durée (1/8 heure généralement) puis les séparer par décantation et stabilisation de la boue sous forme concentrée, ce qui permet une économie de 40% environ du volume par rapport à un procédé normal.

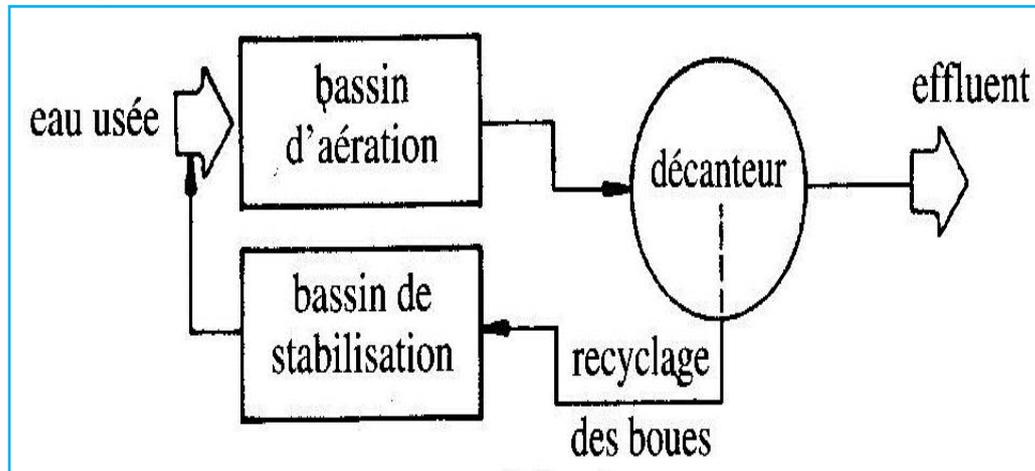


Figure III.16 : Schéma du procédé à contact stabilisation

III.1.4. Traitement tertiaire ou complémentaire

La sensibilité de certains milieux récepteurs, les besoins de potabilisation d'une eau, ou la rentabilisation de l'eau épurée à des fins agricoles 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, danger pour la santé, ...) et élimination des germes pathogènes, on parlera donc de correction chimique ce qui permettra de donner à l'eau une qualité meilleure pour sa réutilisation. [1]

La principale méthode utilisée est la désinfection. Il existe de nombreuses techniques de désinfection des fluides et des surfaces parmi elles :

- ❖ Désinfection à l'ozone ;
- ❖ Désinfection par rayonnement UV ;
- ❖ Désinfection utilisant le dioxyde de chlore.

Conclusion

Les techniques de traitement des eaux usées, qu'il s'agisse de production d'eau potable ou d'épuration d'eau usées d'origine urbaines ou industrielles permettent de minimiser les risques à craindre et la protection des milieux récepteurs sans traitement préalable, les eaux usées peuvent présenter des effets perturbateurs sur l'équilibre biologique.



Chapitre IV

*Dimensionnement
des ouvrages*

Introduction

Le dimensionnement d'une station d'épuration à boues activées doit prendre en considération le bilan de masse qui tient compte de l'affluent, des boues extraites et la cinétique biologique dans le réacteur. Ces stations sont dimensionnées afin de traiter une certaine charge de pollution et assurer un rejet conforme aux normes établies par l'OMS.

IV.1. Analyse des eaux usées

Les eaux usées sont des milieux extrêmement complexes, aussi se réfère-t-on à quelques paramètres pour les caractériser. Il est donc nécessaire d'identifier ces paramètres en faisant des analyses et des tests partant sur sa composition chimique et bactériologique pour en assurer un traitement adéquat.

IV.1.1. Echantillonnage

Les eaux usées sont des milieux extrêmement complexes, aussi se réfère-t-on à quelques paramètres pour les caractériser. Il est donc nécessaire d'identifier ces paramètres en faisant des analyses et des tests partant sur sa composition chimique et bactériologique pour en assurer un traitement adéquat.

a) Prélèvement et échantillonnage

Dans un projet de dimensionnement d'une station d'épuration, il est impératif de connaître la qualité des eaux usées à traiter.

Toutefois, compte tenu de la diversité de la nature des eaux résiduaires, il est difficile de définir une technique de prélèvement satisfaisante.

En effet, les erreurs liées au prélèvement sont souvent supérieures aux erreurs d'analyse.

Aussi, la composition des effluents résiduaires varie au cours de la journée, il importe donc de prélever les échantillons à des heures judicieusement réparties afin d'avoir un prélèvement correspondant à la composition moyenne. Il conviendrait de mentionner que les prélèvements doivent se faire au niveau du point de rejet principal du réseau.

b) Critères de choix des points de prélèvement

Le choix des points de prélèvement tient compte de :

- ✓ La densité de la population ;
- ✓ Des débits des eaux de rejets ;
- ✓ De la situation des villages ;
- ✓ Des milieux récepteurs des eaux usées.

c) Identification des points de prélèvements

Dans le cas de notre étude, trois prélèvements ont été réalisés conjointement avec l'administration, au niveau de trois points de rejets (à l'amont de la future station d'épuration), en date du 21 Décembre 2010 :

- **1^{er} point** : localisé au niveau de la décharge AHSTHOU c'est-à-dire au niveau de **rejet A** dont le prélèvement a été effectué à **10 h**.
- **2^{eme} point** : localisé au niveau de **rejet E** à **10h30 min**.
- **3^{eme} point** : localisé au niveau de **rejet C** à **11 h**.

Ces prélèvements ont été effectués à l'aide d'un seau en polyéthylène ensuite répartis dans des bouteilles en polyéthylène propres et après les avoir rincées avec de l'eau à examiner. Des

échantillons moyennes ont été reconstitués et transporté dans une glacière pour analyse au laboratoire de l'ONA de Tizi-Ouzou.

Remarque

Les figures I.4, I.6 et I.7 nous montrent les points de rejet où les différents échantillons ont été prélevés.

d) Paramètres analysés

Les paramètres physico-chimiques pris en compte dans le cadre de notre projet sont :

- ✓ Température ;
- ✓ PH (potentiel hydrogène);
- ✓ La conductivité ;
- ✓ DBO₅ (demande Biochimique en Oxygène) ;
- ✓ DCO (demande Chimique en Oxygène) ;
- ✓ MES (matières en suspension) ;
- ✓ NO₃ (Nitrites) ;
- ✓ NO₂ (Nitrates) ;
- ✓ PO₄ (phosphates).

Tableau IV.1 : Méthodes d'analyses des principaux paramètres examinés

Paramètres mesurés	Méthodes utilisées
Température	Thermomètre
PH	PH -Mètre
Conductivité	Conductimètre
Matière en suspension (MES)	Filtration à 105°C
Matière volatile en suspension (MES)	Calcination à 550°C
Demande chimique en oxygène (DCO)	Spectrométrie
Demande biochimique en oxygène (DBO ₅)	DBO-mètre
Phosphate (PO ₄)	Colorimétrie

IV.1.2. Résultats et interprétations

a) Résultats

Les caractéristiques physico-chimiques moyennes obtenues sont représentées dans le tableau ci-dessous

Tableau IV.2 : Les résultats d'analyse des eaux usées et valeurs moyennes des différents paramètres de la ville

Paramètres Analysés	Unité	Résultats				Valeurs guides
		1 ^{er} point	2eme point	3eme point	Valeurs moyennes	
Température	°C	13	14	15	14	<30
PH (Potentiel Hydrogène)	-	7,25	6,8	7,3	7,12	6,5-8,5
Conductivité	$\mu S/cm$	1783	2113	2413	2103	3000
MES	mg/l	484,5	488,5	425	466	150-500
DCO	mg/l	336	428	529	431	300-1000
DBO ₅	mg/l	160	214	230	201,33	100-400
Nitrate NO ⁻²	mg/l	1	1	1	1	< 5
Nitrite NO ⁻³	mg/l	0,45	0,37	0,96	0,59	< 45
Phosphate PO ⁻³ ₄	mg/l	22,4	14,08	10,02	15,5	10 à 25
Rapport (DCO/DBO ₅)	-	2,1	2	2,3	2,13	

b) Interprétation des résultats

La température

La température moyenne de l'effluent brut examiné avoisine le **14 °C**; en cette période de l'année, celle-ci nous paraît évidente, puisqu'elle nous indique la saison hivernale.

Celle-ci augmentera très certainement dans les prochains mois, ce qui favorisera la croissance des microorganismes à vrai dire une forte activité microbienne (Mésophile), et nous permettra d'avoir des rendements appréciables lors des processus d'épuration biologiques.

Des températures extrêmes de <8 °C>35 °C peuvent avoir une influence négative sur la vie des micro-organismes, en particulier lors des variations importantes et soudaines.

Le PH

Le PH de l'ensemble des échantillons varie entre **6,8** et **7,3** ; il se situe bel et bien dans la zone optimale d'activité des micro-organismes, prévue pour la plupart des procédés biologiques, c'est-à-dire entre 6 et 8. En milieu aérobie, les micro-organismes tolèrent un PH se situant entre 5 et 9. Et entre 6,8 et 8. En milieu anaérobie.

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

La conductivité

La mesure de la conductivité permet d'avoir un aperçu sur la salinité totale de l'effluent. Une conductivité électrique de l'eau de l'effluent supérieur à 1500 $\mu s/cm$, entraîne une minéralisation excessive.

L'analyse effectuée pour les rejets de Mechtras et Assi Youcef, nous a donné une valeur moyenne de **2103** $\mu\text{S/cm}$ montrant que l'eau présente un taux de salinité relativement élevé mais toujours dans la limite admissible suivant les normes de rejets. Il est utile de rappeler, que les fortes concentrations en sels minéraux et surtout leurs variations rapides peuvent perturber l'évolution de la flore bactérienne épuratrice.

Matières en suspension (MES)

Les résultats d'analyses obtenus montrent que les MES atteignent une valeur maximum de **488,5** mg/l, avec une moyenne de **466** mg/l. Cette valeur enregistrée pour les matières en suspension (MES) de l'échantillon prélevé restent dans la moyenne des eaux usées domestiques, et confirme que les rejets sont des eaux usées domestiques.

Demande chimique en oxygène (DCO)

Les résultats obtenus pour les échantillons analysés font ressortir que:

La valeur maximale de la DCO mesurée égale à **529** mg/l, avec une moyenne de **431** mg/l. Ces valeurs font ressortir que la charge organique biodégradable et non biodégradable est importante.

Demande biochimique en oxygène (DBO₅)

Les valeurs de la DBO₅ enregistrées sont comprises entre **160** et **230** mg/l, avec une moyenne de **201,33** mg/l, ce qui nous fait dire que nous sommes en présence d'une eau usée urbaine normalement chargée en matières organiques biodégradables.

Les valeurs de DBO₅ pourraient être plus élevées en période d'étiage.

Nitrates (NO₂)

Les résultats d'analyse indiquent que les nitrates dans les rejets sont inférieurs à **5** mg/l.

Cette valeur montre que les rejets ne sont pas chargés en nitrates, ce qui signifie qu'il n'y a pas un apport en nitrates par l'agriculture ou l'industrie.

Nitrites (NO₃)

Les nitrites proviennent d'une oxydation incomplète de l'ammoniaque.

Les teneurs en nitrites observées au cours de la campagne de prélèvement sont comprises entre **0,45** mg/l à **0,96** mg/l, avec une moyenne de **0,59** mg/l.

Phosphates (PO₄)

Les teneurs en phosphates observées comprises entre **10,02** et **22,4** mg/l, avec une moyenne de **15,5** mg/l, sont à vrai dire des valeurs dans les normes, qui correspondent à une pointe de pollution, due aux changements d'activités de la population.

Conclusion

Les analyses des eaux usées des commune de Mechtras et Assi Youcef font ressortir que :

Les valeurs de la **DCO** et le rapport **DCO/DBO=2,13 < 2,5** reflètent le caractère urbain et biodégradable des rejets analysés.

- ✓ La conductivité de l'eau usée est moyennement minéralisée.
- ✓ Les valeurs de pH mesurés sont autour de **7** ce qui signifie que l'eau de rejet présente un pH neutre.
- ✓ Les valeurs du pH ne varient pas beaucoup, ce qui est expliqué par le fait que les rejets sont de nature domestique.

- ✓ Les rejets sont riches en Phosphore.

Au vu des résultats obtenus, nous pouvons conclure que :

- Les eaux usées des deux communes de Mechtras et Assi Youcef ne peuvent être rejetées dans un milieu récepteur sans traitement préalable.
- Les eaux usées deux communes de Mechtras et Assi Youcef peuvent être traitées par des systèmes d'épurations réservés aux eaux usées urbaines.

Remarque

Ne peut pas travailler avec les résultats des analyses résumés dans le tableau IV.2 pour les raisons suivantes :

- ✓ Sont des analyses d'une seule campagne de prélèvement à vrai dire ces échantillons pris dans une seule journée (on même période).
- ✓ La température moyenne de l'effluent brut examiné avoisine le 14 °C; en cette période de l'année, celle-ci nous paraît évidente, puisqu'elle nous indique la saison hivernale.
- ✓ La période de prélèvement qui s'est déroulée le mois de Décembre qui est une période d'apports hydriques important dans cette région du DJURDJURA. la dilution est importante, ce qui peut fausser les vraies concentrations de l'eau usée.

De ce fait, pour le dimensionnement de notre station on a opté pour travailler avec les valeurs théoriques.

IV.2. Calculs de base pour le dimensionnement

On dimensionne tous les ouvrages de la station d'épuration à l'horizon 2025 et 2040.

IV.2.1. Estimation des débits

La détermination des débits des eaux usées à traiter constitue une étape importante d'un projet de conception d'une station d'épuration car il s'agit d'un facteur de base servant à établir la capacité des ouvrages.

Le calcul des débits des eaux usées rejetées se déduit de celui des besoins en eau potable par application d'un coefficient de rejet estimé à **80 %**.

Selon la DHW de Tizi-Ouzou, la dotation moyenne journalière en eau potable est estimée à 200 l/hab/j.

a) Calcul du débit de consommation en eau potable pour la population

On peut déterminer le débit de consommation en eau potable par la population suivant la relation :

$$Q_C = Dot * N \dots\dots\dots (IV-1)$$

Avec :

- *Dot* : dotation en eau potable (200 l/hab/j) ;
- *N* : nombre d'habitant.

b) Calcul du débit des équipements

Compte tenu de la difficulté d'évaluer les débits des eaux usées des équipements, les besoins en eau des équipements sont évalués en utilisant un taux de majoration de **25%** de la consommation en eau potable de la population selon la DHW de Tizi-Ouzou. Il est donné par la relation suivante :

$$Q_{equip} = Q_C * 0,25 \dots\dots\dots (IV-2)$$

Avec :

- Q_c : Débit de consommation en eau potable ;
- $0,25$: taux de majoration.

c) **Calcul du débit total en eau potable**

C'est la somme des débits (débit de consommation et le débit des équipements).

$$Q_{cons\ tot} = Q_c + Q_{equip} \dots\dots\dots (IV-3)$$

Les résultats des calculs des débits en eau potable pour les deux horizons sont résumés sur le tableau ci-dessous :

Tableau IV.3 : Consommation en eau pour les secteurs domestiques et équipements pour les deux horizons

Agglomération	Horizons	
	2025	2040
Population	45475	64904
Q consommé en eau potable (m ³ / j)	9095	12980,8
Q (besoins) d'équipement (m ³ / j)	2273,75	3245,2
Q _{cons total} (m ³ / j)	11368,75	16226

IV.2.2. Evaluation des rejets

Les débits d'eaux usées à déterminer pour les deux horizons sont :

- ✓ Le débit moyen journalier $Q_{moy\ j}$.
- ✓ Le débit moyen horaire $Q_{moy\ h}$.
- ✓ Le débit moyen diurne $Q_{moy\ d}$.
- ✓ Le débit de pointe de pointe par temps sec Q_{pts} .
- ✓ Le débit de pointe par temps de pluie Q_{ptp} .

Calcul pour l'horizon 2025

a) **Débit moyen journalier ($Q_{moy\ j}$)**

Le débit rejeté par notre agglomération est estimé à **80%** de la consommation en eau potable totale ; il est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy\ j} = Q_{cons\ t} * Crj \dots\dots\dots (IV-4)$$

Avec :

- ✓ $Q_{cons\ t}$: Débit totale en eau potable.
- ✓ Crj : coefficient de rejet = 0,8

Donc : $Q_{moy\ j} (hab) = 11368,75 * 0,8 = 9095 \text{ m}^3/j$

$Q_{moy\ j} (hab) = 9095 \text{ m}^3/j$

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

Il est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy\ h} = \frac{Q_{moy\ j}}{24} \dots\dots\dots (IV-5)$$

Donc : $Q_{moy\ h} = \frac{9095}{24} = 378,96 \text{ m}^3/h$

$Q_{moy\ h} = 378,96 \text{ m}^3/h$

c) Débit diurne (Q_d)

Le débit moyen diurne correspond à la période diurne de 16 heures consécutives au cours de laquelle la station reçoit le plus grand volume d'eau usée, soit :

$$Q_d = \frac{Q_{moy,j}}{14} \dots\dots\dots (IV-6)$$

Donc : $Q_d = \frac{9095}{14} = 649,64 \text{ m}^3/\text{h}$

$Q_d = 649,64 \text{ m}^3/\text{h}$

d) Débit de pointe en temps sec (Q_{pts})

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

$$Q_{pts} = Kp * Q_{moy,j} \dots\dots\dots (IV-7)$$

Avec : $\begin{cases} Kp = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Qm}} & \text{si } Q_{moy,j} \geq 2,8 \text{ l/s.} \\ Kp = 3 & \text{si } Q_{moy,j} < 2,8 \text{ l/s.} \end{cases}$

Dans notre cas le $Q_{moy,j} = 105,27 \text{ l/s}$ d'où le calcul du débit de pointe sera :

$$Kp = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{105,27}} = 1,74$$

Donc : $Q_{pts} = 1,74 \times 105,27 = 183,17 \text{ L/s}$

D'où on prend le débit en temps sec égale : $Q_{pts} = 0,18 \text{ m}^3/\text{s}$

$Q_{pts} = 648 \text{ m}^3/\text{h}$

e) Débit de la station en temps de pluie (Q_{ptp})

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

$$Q_{ptp} = (3 \div 5) Q_{pts} \dots\dots\dots (IV-8)$$

NB : Dans notre cas, la dilution sera de 3. Ce nombre est justifié par la précipitation intense que connaît la région DJURDJURA.

Donc : $Q_{ptp} = 3 * Q_{pts} \implies Q_{ptp} = 0,18 * 3 = 0,54 \text{ m}^3/\text{s}$

$Q_{ptp} = 1944 \text{ m}^3/\text{h}$

IV.2.3. Evaluation des charges polluantes

Les charges polluantes (DBO₅, MES et DCO) transporté par les eaux usées sont des paramètres important à déterminer pour aboutir au dimensionnement de la station. Le tableau IV.4, nous indique la quantité de pollution rejetée par un équivalent-habitant en une seule journée. Dans le cas d'un réseau unitaire.

Tableau IV.4 : Concentrations moyennes d'un effluent urbain [12]

Différents polluants	Quantité journalière moyenne par habitant (g/eq-hab/j)
MES	70-90
DBO5	70
DCO	120

Pour pouvoir calculer les charges polluantes à traiter au niveau de la future station d'épuration de Mechtras et Assi Youcef, sachant que le réseau est unitaire, nous avons adopté les valeurs suivantes :

- ✚ Demande Biochimique en Oxygène en 5 jours (DBO₅) : 70 g/EH/j ;
- ✚ Matières en Suspension (MES) : 80 g/EH/j ;

a) Calcul de l'équivalent habitant (Eq/hab)

Pour quantifier globalement les matières polluantes contenues dans les eaux usées domestiques et pour un éventuel calcul de système d'épuration, il faut disposer d'une unité dite « Équivalent habitant », il se définit comme étant la pollution produite par habitant et par jour exprimé en gramme d'oxygène nécessaire à sa dégradation.

On détermine alors l'équivalent habitant comme suit :

$$N_{EH} = \text{nombre d'habitant} + n \dots \dots \dots (IV-9)$$

Tel que :

- ✓ N_{EH} : nombre d'équivalent habitant.
- ✓ n : nombre d'équivalent habitant correspond aux équipements.

❖ **Calcul du nombre d'équivalent habitant correspondant aux rejets des équipements**

Le débit d'eau usée rejeté par les équipements est donné par la formule suivante :

$$Q_r = Q_{eq} * 0,8 = 2273,75 * 0,8 = 1819 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_r = 1819 \text{ m}^3/\text{j}$$

D'autre part le volume usé rejeté par un habitant et par jour est donné par cette relation :

$$V = D * Cr \dots \dots \dots (IV-10)$$

- ✓ D : dotation en eau potable = 200 l/ hab /j.
- ✓ Cr: coefficient de rejet = 0,8.

$$V = 200 * 0,8 = 160 \text{ l/ hab /j}$$

On a alors :

$$\begin{array}{l} 1 \text{ hab} \rightarrow 160 \text{ l} \\ n \rightarrow 1819 * 10^3 \text{ l} \end{array}$$

$$n = 11369 \text{ habitant}$$

D'où le nombre d'équivalent- habitant total (nombre d'habitant) est :

$$N_{EH} = 45475 + 11369 = 56844 \text{ EH.}$$

$$N_{EH} = 56844 \text{ EH}$$

b) La charge moyenne journalière en DBO₅

Les charges en DBO₅ apportées par les eaux brutes par jour et par habitant sont estimées dans un réseau unitaire à 70 g/EH/j. Il est donné par la relation suivant :

$$L_o \text{ (kg/j)} = \text{DBO}_5 * N_{EH} = 70 * 56844 * 10^{-3} = 3979,08 \text{ kg/j}$$

$$L_o = 3979,08 \text{ kg/j}$$

$$C_{\text{DBO}_5} = \frac{L_o}{Q_j \text{ (m}^3/\text{j)}} \dots \dots \dots (IV-11)$$

- ✓ L_o : charge moyenne journalière en DBO₅.
- ✓ C_{DBO₅} : la concentration en DBO₅ moyenne.
- ✓ Q_j : débit moyen journalier en m³ /j.

$$\text{Donc on aura : } C_{\text{DBO}_5} = \frac{3979,08}{9095} = 0,437 \text{ g / l}$$

$$C_{\text{DBO}_5} = 437 \text{ mg / l}$$

c) La charge en MES

La charge en MES apportée par les eaux brutes par jour par habitant est estimée dans un réseau unitaire à **80 g/hab/j**.

Donc: $N_0 = \text{MES} * N_{EH} = 80 * 56844 * 10^{-3} = 4547,5 \text{ kg/j}$

$N_0 = 4547,5 \text{ kg/j}$

$$C_{MES} = \frac{N_0}{Q_j (m^3 / j)} \dots\dots\dots (IV-12)$$

Avec :

- ✓ N_0 : charge moyenne journalière en MES.
- ✓ C_{MES} : la concentration moyenne en MES.

Donc on aura : $C_{MES} = \frac{4547,5}{9095} = 0,5 \text{ g/l}$

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

Remarque

Pour le calcul à l’horizon 2040 on utilise la même méthode que l’horizon 2025.

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.5 : Les bases de dimensionnement des ouvrages d’épuration de la station pour les deux horizons

Désignation des données de base du projet	Horizon 2025	Horizon 2040
Coefficient de rejet.	80 %	80 %
Consommation en eau potable totale (m ³ /j)	11368,75	16226
Population équivalente (EH).	56844	81130
Débit moyen en eaux usées (m ³ /j)	9095	12980,8
Débit moyen horaire de rejet (m ³ /h)	378,96	540,87
Coefficient de pointe par temps sec	1,74	1,70
Débit de pointe par temps sec (m ³ /h)	648	936
Coefficient de pointe par temps de pluie (C _{pl})	3	3
Débit de pointe en temps de pluie (débit de la station) (m ³ /h)	1944	2808
Débit diurne (m ³ /h)	649,64	927,2
Charges polluantes (DBO₅, MES)		
Charge journalière en (DBO ₅) (kg/j)	3979,08	5679,1
Concentration de l'effluent en (DBO ₅) (mg/l)	437	437
Charge journalière en (MES) (kg/j)	4547,5	6490,4
Concentration de l'effluent en (MES) (mg/l)	500	500

IV.3. Dimensionnement des ouvrages de la Station d’épuration

La station comprend outre un déversoir d’orage et un poste de relevage des eaux brutes :

- ✧ Un prétraitement comprenant :
 - 1-Le dégrilleur ;

- 2-Le déssableur-déshuileur ;
- 3-Décanteur primaire.
- ✧ Un traitement biologique comprenant :
 - 1-Le bassin d'aération ;
 - 2-Le clarificateur.
- ✧ Un traitement tertiaire comprenant :
 - Le bassin de désinfection.
- ✧ Traitement des boues comprenant:
 - 1-Épaississeur ;
 - 2-Stabilisateur aérobic ;
 - 3-lit de séchage.

Remarque

On dimensionne le déversoir d'orage et le poste de relevage dans le chapitre suivant (chapitre V : calcul hydraulique), et pour traitement des boues dans le chapitre VI.

IV.3.1. Prétraitements (Traitements physiques)

IV.3.1.1. Dégrillage

Le dégrilleur permet de protéger l'ouvrage contre l'arrivée intempestive de gros objets flottants et de particules volumineuses qui pourraient nuire à l'efficacité du traitement et créer des colmatages. Le dimensionnement du dégrilleur dépend de la nature de l'effluent, de la section de passage et du débit.

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

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

$$L = \frac{S \cdot \sin \alpha}{h_{\max} (1 - \beta) \delta} (m) \dots\dots\dots (IV-13)$$

- ✧ L : Largeur de la grille (m).
- ✧ α : Angle d'inclinaison de la grille avec l'horizontal =60°
- ✧ h_{\max} : Hauteur maximum admissible sur une grille (m). $h_{\max} = (0,15 - 1,5)$ [6]
- ✧ β : Fraction de surface occupée par les barreaux.

$$\beta = \frac{d}{d + e} \dots\dots\dots (IV-14)$$

Tel que :

- ✧ d : épaisseur des barreaux (cm).
- ✧ e : espacement entre les barreaux (cm).

Tableau IV.6 : Espacement et épaisseur des barreaux [6]

paramètres	Grilles grossières	Grilles fines
d (cm)	2,00	1,00
e (cm)	5 à 10	0,3 à 1

- ✓ δ : Coefficient de colmatage de la grille.
 - La grille manuelle : $\delta = 0,25$
 - La grille mécanique : $\delta = 0,5$

- ✓ S : Surface de passage de l'effluent tel que :

$$S = \frac{Q_{ptp}}{V} \dots\dots\dots (IV-15)$$

- ✓ Q_{ptp} : Débit de pointe (débit de la station) (m³/s).
- ✓ V : Vitesse de passage à travers la grille (m/s).

Dans le but de favoriser un écoulement sans dépôts et éviter le colmatage en profondeur des barreaux et pour ne pas provoquer des pertes de charge trop importantes, la vitesse d'écoulement se situe dans l'intervalle 0,6 m/s < V < 1,4m/s.

Une vitesse de passage inférieure à 0,6 m/s provoque un dépôt de sable au fond du canal.

L'expression de la largeur devient alors :

$$L = \frac{Q_{ptp} \times \sin \alpha}{V \times h \max(1 - \beta) \delta} (m) \dots\dots\dots (IV-16)$$

Calcul pour l'horizon 2025

a) Dégrilleur grossier

Cet ouvrage est indispensable, il permet de protéger la station contre l'arrivée intempestive de gros objets susceptibles de provoquer des bouchages dans les différentes unités de l'installation et protégera les pompes contre les corps volumineux, cette grille comporte des espacements de 50 mm. Pour calcul la largeur de la grille grossier on a :

- $\alpha = 60^\circ$;
- $Q_{ptp} = 0,54 \text{ m}^3/\text{s}$;
- $V = 1,2 \text{ m/s}$;
- $d = 2 \text{ cm}$;
- $h_{\max} = 1 \text{ m}$;
- $e = 8 \text{ cm}$;
- $\beta = 0,2$;
- $\delta = 0,5$ grille automatique.

D'après la formule (VI-16) on aura :

$$L = \frac{0,54 \times \sin 60}{1,2 \times 1 \times (1 - 0,2) \times 0,5} = \frac{0,54 \times 0,87}{1,2 \times 1 \times (1 - 0,2) \times 0,5} = 0,98m$$

$L = 1 \text{ m}$

On prend la largeur commerciale qui est **L= 1 m**.

🚦 Dimensionnement du canal du degriilleur grossier

➤ **Section mouillé du canal :**

On a : $Q_{ptp} = V \times S \quad \Rightarrow \quad S = \frac{Q_{ptp}}{V}$

Avec :

- Q_{ptp} : débit de pointe par temps de pluie (m³/s) ;
- V : vitesse de passage dans le canal (m/s) ;
- S : section mouillée du canal (m²).

Ce qu'il nous donne : $S = \frac{0,54}{1,2} = 0,45 \text{ m}^2$

$S = 0,45 \text{ m}^2$

➤ **Hauteur mouillé du canal**

$$S = H * l \quad \Rightarrow \quad H = \frac{S}{l}$$

Avec :

- H : Hauteur du canal (m)
- l : Largeur du canal (m).

On prendra la largeur du canal comme étant égal à la largeur de la grille : **l = 1 m**

Ce qu'il nous donne: $H = \frac{0,45}{1} = 0,45 \text{ m}$

H = 0,45 m

➤ **Rayon hydraulique**

On a : $R_h = \frac{S}{P}$

Avec :

- S : section mouillée.
- P : périmètre mouillé.

$P = 1 + 2H \Rightarrow P = 1 + 2(0,45) = 1,9 \text{ m} \Rightarrow$

P = 1,9 m

$R_h = \frac{0,45}{1,9} = 0,24 \text{ m} \Rightarrow$

R_h = 0,24 m

➤ **Pente du canal**

$i^{0,5} = \frac{V}{(K_s * R_h^{2/3})}$

Avec ; K_s : coefficient de rugosité variant entre 70 à 80. On prend :

K_s = 75

Donc : $i = \left(\frac{1,2}{(75 * 0,24^{0,67})}\right)^2 = 0,0017 \text{ m/m} \Rightarrow$

i = 0,0017 m/m

➤ **Section libre de la grille**

Elle est donnée par la relation : $S' = \left(\frac{e}{e+d}\right) * S$

Avec :

- S' : section libre de la grille.
- d : épaisseur des barreaux.
- e : espacement des barreaux.

Donc on aura : $S' = \left(\frac{8}{8+2}\right) * 0,45 = 0,36 \text{ m}^2$

S' = 0,36 m²

➤ **Largeur du passage de la grille**

On a $L = \frac{S'}{H}$

Avec :

- L : Largeur du passage de la grille ;
- S' : Section libre de la grille ;
- H : Hauteur du canal.

D'où : $L = \frac{0,36}{0,45} = 0,8 \text{ m}$

L = 0,8 m

➤ **Nombre d'ouvertures**

Nombre d'ouvertures = L / e = 0,8 / 0,08 = **10 ouvertures.**

Avec ; e : Espacement barreaux.

➤ **Nombre des barreaux**

Nombre de barreaux = Nombre d'ouvertures + 1 = 10 + 1 = **11 barreaux**.

La mise en place de la grille grossière c'est avant le déversoir d'orage et la grille fine après ce dernier.

b) Dégrilleur fin

Après relèvement, l'effluent aboutira à l'extrémité d'un canal de dégrillage équipé d'une grille fine automatique qui retient les débris de petites dimensions échappé à la grossière qui risquent de perturber la suite de traitement.

Pour calculer la largeur de la grille fine, on applique la formule suivante :

- $d = 1 \text{ cm}$;
- $e = 1 \text{ cm}$;
- $\beta = 0,5$.

En utilisant la formule (IV-16), on obtient :

$$l = \frac{0,54 \times \sin 60}{1,2 \times 1 \times (1 - 0,5) \times 0,5} = \frac{0,54 \times 0,87}{1,2 \times 1 \times (1 - 0,5) \times 0,5} = 1,57 \text{ m}$$

On prend la largeur commerciale qui est **$l = 1,6 \text{ m}$**

$l = 1,6 \text{ m}$

✚ **Dimensionnement du canal du dégrilleur fin**

➤ **Section mouillée du canal**

On a : $Q_{ptp} = V \times S \quad \Rightarrow \quad S = \frac{Q_{ptp}}{V}$

Ce qu'il nous donne : $S = \frac{0,54}{1,2} = 0,45 \text{ m}^2$

$S = 0,45 \text{ m}^2$

➤ **Hauteur mouillée du canal**

$H = \frac{S}{l}$ On prendra la largeur du canal comme étant égal à la largeur de la grille: **$l = 1,6 \text{ m}$**

Ce qu'il nous donne : $H = \frac{0,45}{1,6} = 0,28 \text{ m}$

$H = 0,28 \text{ m}$

➤ **Rayon hydraulique**

$P = 1 + 2H \quad \Rightarrow \quad P = 1 + 2(0,28) = 1,56 \text{ m} \quad \Rightarrow$

$P = 1,56 \text{ m}$

$R_h = \frac{S}{P} = \frac{0,45}{1,56} = 0,29 \text{ m}$

$R_h = 0,29 \text{ m}$

➤ **Pente du canal**

$i^{0,5} = \frac{V}{(K_s * R_h^{2/3})}$ On prend **$K_s = 75$** .

Donc : $i = \left(\frac{1,2}{(75 * 0,29^{0,67})} \right)^2 = 0,0013 \text{ m/m} \quad \Rightarrow$

$i = 0,0013 \text{ m/m}$

➤ **Section libre de la grille**

Elle est donnée par la relation : $S' = \left(\frac{e}{e+d} \right) * S$

Donc on aura : $S' = \left(\frac{1}{1+1} \right) * 0,45 = 0,23 \text{ m}^2$

$S' = 0,23 \text{ m}^2$

➤ **Largeur du passage de la grille**

On a $L = \frac{S'}{H} = \frac{0,23}{0,28} = 0,82 \text{ m}$

$L = 0,82 \text{ m}$

➤ **Nombre d'ouvertures**

Nombre d'ouvertures = $L / e = 0,82 / 0,01 = 82$ ouvertures.

➤ **Nombre des barreaux**

Nombre de barreaux = Nombre d'ouvertures + 1 = $82 + 1 = 83$ barreaux.

c) Calcul des pertes de charge

Selon KIRSCHMER les pertes de charge au niveau de la grille, sont fonction de la forme des barreaux, l'espacement entre les barreaux, la largeur des barreaux, la vitesse d'approche et l'inclinaison de la grille.

Elles peuvent être calculées par la formule suivante :

$$\Delta H = \beta' \left(\frac{d}{e}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{V^2}{2g} \text{Sin}\alpha \dots\dots\dots (IV-17)$$

Avec:

- ΔH : perte de charge (m).
- e : espacement entre les barreaux (cm).
- d: épaisseur des barreaux
- g : accélération de la pesanteur (m/s^2).
- α : angle d'inclinaison de la grille ($\alpha = 60^\circ$).
- V : vitesse dans la grille.
- β' : coefficient dépendant de la forme des barreaux (forme circulaire : $\beta' = 1,79$).

Les valeurs de β' sont données dans le tableau suivant:

Tableau IV.7 : Les valeurs de β' en fonction de la forme des barreaux [3]

Type de barreaux	β'
Section rectangulaire	2,42
Section rectangulaire en semi circulaire à l'amont	1,83
Section rectangulaire avec arrondi semi circulaire à l'amont et à l'aval	1,67
Section circulaire	1,79
Section ovoïde avec une grande largeur à l'amont	0,76

➤ **Grille grossière avec des barreaux circulaires**

- $\beta = 1,79$;
- $\alpha = 60^\circ$;
- e = 8 cm;
- $V = 1,2 \text{ m/s}$;
- d = 2 cm;
- $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

On utilise la formule (IV-17) on trouve :

$\Delta H = 1,79 \times (2/8)^{1,33} \times (1,2)^2 / (19,62) \times 0,87 = 0,018 \text{ m}$

$\Delta H = 0,018 \text{ m}$

➤ **Grille fine avec des barreaux circulaires**

- $\beta = 1,79$;
- $V = 1,2 \text{ m/s}$;
- d = 1 cm;
- $g = 9,81 \text{ m/s}^2$;
- e = 1 cm;
- $\alpha = 60^\circ$;

En utilisant la même formule, on obtient:

$$\Delta H = 1,79 \times (1/1)^{1,33} \times ((1,2)^2 / 19,62) \times 0,87 = 0,114\text{m}$$

$\Delta H = 0,114\text{m}$

d) Calcul des volumes de déchets retenus au niveau des grilles

Pour une eau usée urbaine le volume des détritiques retenus par la grille est fonction de l'espacement entre les barreaux et de la qualité des eaux à épurer.

Soit :

$$\frac{12}{e} \leq V \leq \frac{15}{e} \dots\dots\dots (IV-18)$$

Tel que e: espacement entre les barreaux en cm.

➤ **Pour la grille grossière**

$V_{\max} = 15/e = 15/8 = 1,875 \text{ L/EH /an.}$

$V_{\min} = 12/e = 12/8 = 1,5 \text{ L/ EH /an.}$

➤ **Pour la grille fine**

$V_{\max} = 15/e = 15/1 = 15 \text{ L / EH /an.}$

$V_{\min} = 12/e = 12/1 = 12 \text{ L/ EH/an.}$

Remarque

Pour le dimensionnement des deux grilles à 2040 on utilise la même méthode de calcul.

Les résultats de dimensionnement des deux grilles à l'horizon 2025 et 2040 sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8 : Les résultats de dimensionnement de dégrilleur pour les deux horizons

Ouvrage : dégrilleur	Unité	Horizon 2025	Horizon 2040
Débit de la station.	m ³ /s	0,54	0,78
GRILLE GROSSIERE			
Epaisseur des barreaux d	cm	2	2
Espacement des barreaux e	cm	8	8
β	-	0,2	0,2
Perte de charge	m	0,018	0,018
Largeur du dégrilleur	m	1	1,5
Volume max	l/EH/j	1,875	1,875
Volume min	l/EH/j	1,5	1,5
h max	m	1	1
Vitesse	m/s	1,2	1,2
Largeur canal	m	1	1,5
Section canal	m ²	0,45	0,65
Hauteur canal	m	0,45	0,43
Rayon hydraulique (R)	m	0,24	0,35

Suite de **Tableau IV.8** Les résultats de dimensionnement de dégrilleur pour les deux horizons.

Pente (I)	-	0,0017	0,001
Nombre d'ouvertures	-	10	16
Nombre de barreaux	-	11	17
GRILLE FINE			
Epaisseur des barreaux d	cm	1	1
Espacement des barreaux e	cm	1	1
β	/	0,5	0,5
Perte de charge	m	0,114	0,114
Largeur du dégrilleur	m	1,6	2,3
Volume max	l/EH/j	15	15
Volume min	l/EH/j	12	12
h max	m	1	1
Vitesse	m/s	1,2	1,2
Largeur canal	m	1,6	2,3
Section canal	m ²	0,45	0,65
Hauteur canal	m	0,28	0,28
Rayon hydraulique (R)	m	0,29	0,42
Pente (I)	-	0,0013	0,00082
Nombre d'ouvertures	-	82	118
Nombre de barreaux	-	83	119

IV.3.1.2. Dessablage - Déshuilage

Le but de la collecte du sable au fond des canaux est la protection de la station contre le phénomène de dépôt et de l'abrasion des installations électromécaniques. Afin d'éviter le dépôt des matières organiques il est nécessaire que les vitesses de passage doivent être comprises entre (0,2 à 0,4) m/s.

L'eau usée est aérée par insufflation permettant la séparation facile du sable et de l'eau en favorisant l'accumulation des huiles et graisses en surface.

✚ Dimensionnement du bassin de déssablage –déshuilage

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

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

$$\frac{L}{H} \leq \frac{V_e}{V_s} \dots\dots\dots (IV-19)$$

avec :

- ✧ V_e : la vitesse horizontale (vitesse d'écoulement est $0,2 < V_e < 0,5$ (m/s) [6]
- ✧ V_s : Vitesse de sédimentation. (vitesse est : $40 < V_s < 70$ (m³/m²/h) [6]

- ✧ L : Longueur de bassin.
- ✧ H : Profondeur de bassin.
- ✧ L/H = (10-15). [6]
- ✧ Ts :Le temps de séjour et compris entre 3 à 10 minute au débit de pointe.
- ✧ H = (1 – 2,5) m [6]

On opte pour un déssableur-déshuileur de forme rectangulaire.

Calcul pour l’horizon 2025

On prend :

- ✧ $Q_{ptp} = 0,54 \text{ m}^3/\text{s}$; - H=1,5 m;
- ✧ $V_e = 0,4 \text{ m/s}$;
- ✧ $V_s=50 \text{ (m}^3/\text{m}^2/\text{h)}=0,014 \text{ m/s}$; - Ts= 5 minute.

a) Calcul de volume du bassin de déssablage –déshuilage

$V = Q_{ptp} * ts = 0,54 * 5 * 60 = 162 \text{ m}^3$

$V = 162 \text{ m}^3$

Avec : Q_{ptp} ; c’est le débit de la station.

b) Calcul de la surface horizontale du bassin

On a : H=1,5 m.

La surface horizontale Sh sera :

$S_h = \frac{V}{h} = \frac{162}{1,5} = 108 \text{ m}^2$

$Sh = 108 \text{ m}^2$

c) Calcul de la longueur du bassin

L / H=10 L=10 *1,5=15m

$L = 15 \text{ m}$

d) Calcul de la largeur du bassin

On opte pour un déssableur-déshuileur de forme rectangulaire donc :

$Sh = L * l \implies l = Sh / L = 108 / 15 = 7,2 \text{ m}$

$l = 7,2 \text{ m}$

e) Calcul de volume d’air à insuffler dans le déssableur

Une quantité d’air est nécessaire, afin de permettre l’aération ainsi que la remontée des huiles en surface. La quantité d’air à insuffler varie de 1 à 1,5 m³ d’air/m³ d’eau. [3]

$q_{air} = Q_{ptp} * V \dots\dots\dots (IV-20)$

- V : le volume d’air à injecter, on prend V= 1,5 m³ d’air/m³ d’eau.
- Q_{ptp} : débit de la station.

On trouve: $q_{air} = 0,54 * 1,5 = 0,81 \text{ m}^3 / \text{s} = 2916 \text{ m}^3 \text{ d’air/h}$

$q_{air} = 2916 \text{ m}^3 \text{ d’air/h}$

f) Calcul des quantités des matières éliminées par le déssableur

Les MES contiennent 30% de MM (matières minérales) et 70% de MVS (matières volatiles en suspension), donc on opte pour la formule suivante : [3]

MES=70% MVS + 30% MM (IV-21)

On sait que la charge en MES à l’entrée de déssableur est :

$MES = 4547,5 \text{ Kg/j}$

➤ **Les matières volatiles en suspension MVS contenues dans les MES**

$MVS = 4547,5 \times 0,7 = 3183,25 \text{ Kg/j}$

$MVS = 3183,25 \text{ Kg/j}$

➤ Les matières minérales contenues dans les MES

$$MM = 4547,5 \times 0,3 = 1364,25 \text{ Kg/j}$$

$$MM = 1364,25 \text{ Kg/j}$$

➤ Les matières minérales éliminées

On sait qu'un dessableur permet d'éliminer 70% des matières minérales totales

$$\text{Donc : } MMe = 1364,25 \times 0,7 = 954,98 \text{ Kg/j}$$

$$MMe = 954,98 \text{ Kg/j}$$

➤ Les matières minérales à la sortie de dessableur

$$MMs = MMt - MMe$$

$$MMs = 1364,25 - 954,98 = 409,27 \text{ kg/j}$$

$$MMs = 409,27 \text{ Kg/j}$$

➤ Les MES à la sortie de dessableur

$$MESs = MVS + MMs$$

$$MESs = 3183,25 + 409,27 = 3592,52 \text{ kg/j}$$

$$MESs = 3592,52 \text{ kg/j}$$

Calcul pour l'horizon 2040 (extension)

Pour cet horizon, on dimensionne le dessableur-déshuileur avec la différence des débits des deux horizons :

$$Q_{ptp} = Q_{ptp(2040)} - Q_{ptp(2025)}$$

$$\text{Donc : } Q_{ptp} = 0,78 - 0,54 = 0,24 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{ptp} = 0,24 \text{ m}^3/\text{s}$$

Avec

✧ Q_{ptp} : débit de la station (débit en temps de pluie).

✧ MES à l'entrée = $6490,4 - 4547,5 = 1942,9 \text{ kg/j}$.

$$MES = 1942,9 \text{ Kg/j}$$

On opte aussi la même forme de dessableur-déshuileur (rectangulaire) avec les caractéristiques suivantes :

- $T_s = 5$ minute.
- $H = (1 - 2,5)$ m. On prend $H = 1,5$ m
- $L / H = (10-15)$. On prend $L / H = 10$

Le tableau suivant résume les résultats de dimensionnement du dessableur-déshuileur pour les deux horizons.

Tableau IV.9 : Dimensionnement du dessableur-déshuileur

Désignation	Unités	Horizons	
		2025	2040
Surface horizontale (Sh)	m ²	108	48
Volume (V)	m ³	162	72
Hauteur (H)	m	1,5	1,5
Largeur	m	7,2	3,2
longueur	m	15	15
Temps de séjour par temps sec	min	5	5
Quantité d'air à injecter (q_{air})	m ³ d'air/h	2916	1296
Matières minérales en suspension totales (MM)	Kg/j	1364,25	582,87
Matières minérales en suspension éliminées	Kg/j	954,98	408
Matières minérales en suspension restantes	Kg/j	409,27	174,87
Matières volatiles en suspension totales	Kg/j	3183,25	1360,03
Matières en suspension restantes	Kg/j	3592,52	1534,9

IV.3.2. Le traitement primaire (décantation primaire)

Une décantation primaire est mise en œuvre pour alléger la charge à l'entrée du bassin d'aération ; elle permet donc l'élimination de 50% à 60% de la charge initiale en matière en suspension (MES) et 20% à 30 % de la charge organique entrante exprimée en DBO₅. [3]
 Les principaux paramètres de calcul du décanteur sont :

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

$$V_{lim} = \frac{Q_{ptp}}{S} \dots\dots\dots (IV-22)$$

- Avec : - Q : débit de la station.
- S : surface totale

✧ Le temps de séjours est compris entre 1 et 2 heures. [6]

✧ La hauteur d'eau dans l'ouvrage : la hauteur minimum est de 2m.

Calcul pour l'horizon 2025

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

Tableau IV.10 : les valeurs de la vitesse limite en fonction de $Q_{moy h}$ [3]

K= $Q_{pts}/Q_{moy h}$	2,5	3	5	8	10
V_{lim} (m/h)	2	2,5	3,75	5	6

$K = \frac{Q_{pts}}{Q_{moy h}} = \frac{648}{378,96} = 1,71$ Donc d'après ce tableau on tire la vitesse

$V_{lim} = 2 \text{ m/h}$

a) **Calcul de la surface horizontale du décanteur**

$Sh = Q_{ptp} / V_{lim} = 1944 / 2 = 972 \text{ m}^2$

Avec : Q_{ptp} : débit de la station.

$Sh = 972 \text{ m}^2$

b) **Calcul de volume du décanteur**

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

$V = Q_p * T_s = 1944 * 1,5 = 2916 \text{ m}^3$

$V = 2916 \text{ m}^3$

c) **Calcul de la hauteur du décanteur**

$H = V / Sh = 2916 / 972 = 3 \text{ m}$

$H = 3 \text{ m}$

Remarque

Il faut prévoir une hauteur de revanche contre le débordement ; donc on prend **H=3,75 m**.

d) **Calcul de diamètre du décanteur**

$D = \sqrt{\frac{4.V}{\pi.H}} = \sqrt{\frac{4 * 2916}{3,14 * 3}} = 35,19 \text{ m}$

$D = 35,2 \text{ m}$

Avec :

- D : diamètre du décanteur (m) ;
- V : volume du décanteur (m³) ;
- H : hauteur du décanteur.

e) **Détermination du temps du séjour**

➤ **Pour le débit moyen horaire**

$T_s = V / Q_{moy} = 2916 / 378,96 = 7,3 \text{ h}$

$T_s = 7,3 \text{ h}$

- Pour le débit de pointe par temps de pluie

$$T_s = V / Q_{ptp} = 2916 / 1944 = 1,5 \text{ h}$$

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

- Pour le débit de pointe par temps sec

$$T_s = V / Q_{pts} = 2916 / 648 = 4,5 \text{ h}$$

$$T_s = 4,5 \text{ h}$$

f) Calcul de la quantité de boues éliminées

Sachant que le décanteur primaire permet l'élimination de 30% de DBO₅ et 60% de MES et connaissant les charges de pollution à l'entrée du décanteur : [3]

- DBO₅ = 3979,08 Kg/j. et MES' = 3592,52 Kg/j.

- Les charges éliminées par la décantation primaire

- DBO_{5 e} = 0,3 * DBO₅ = 0,3 * 3979,08 = **1193,72 Kg/j**

- MES e = 0,6 * MES' = 0,6 * 3592,52 = **2155,51 Kg/j**

- Les charges à la sortie du décanteur primaire

- MES s = MES - MES e = 3592,52 - 2155,51 = **1437,01 Kg/j**

- DBO_{5 s} = DBO₅ - DBO_{5 e} = 3979,08 - 1193,72 = **2785,36 Kg/j**

Calcul pour l'horizon 2040 (extension)

Pour cet horizon, on dimensionne le décanteur primaire avec la différence des débits des deux horizons :

$$Q_{ptp} = Q_{ptp(2040)} - Q_{ptp(2025)}$$

Donc : $Q_{ptp} = 0,78 - 0,54 = 0,24 \text{ m}^3/\text{s}$

$$Q_{ptp} = 864 \text{ m}^3/\text{h}$$

Avec :

- ✧ Q_{ptp} : débit en temps de pluie (débit de la station).

Et la même chose pour les charges à l'entrée tel que :

$$DBO_5 = DBO_5(2040) - DBO_5(2025) = 5679,1 - 3979,08 = \mathbf{1700,02 \text{ Kg/j}}$$

$$MES = MES(2040) - MES(2025) = 6490,4 - 4547,5 = \mathbf{1942,9 \text{ Kg/j}}$$

Les résultats de dimensionnement de décanteur primaire pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau IV.11 : Dimensions du décanteur primaire pour les deux horizons

Désignation	Unité	2025	2040
débit	m ³ /s	0,54	0,24
Nombre de décanteur	-	1	1
Surface horizontale	m ²	972	432
Volume	m ³	2916	1296
Hauteur d'eau + hauteur de revanche	m	3,75	3,75
Diamètre	m	35,2	23,5
MES entrées	Kg /j	3592,52	1942,9
DBO ₅ entrée	Kg /j	3979,08	1700,02
MES éliminée	Kg /j	2155,51	1165,74
DBO ₅ éliminée	Kg /j	1193,72	510
MES sorties	Kg /j	1437,01	777,16
DBO ₅ sortie	Kg /j	2785,36	1190,02

IV.3.3. Traitement biologique

Le traitement biologique est réalisé dans les ouvrages suivant:

- Le bassin d'aération ;
- Le décanteur secondaire.

ETUDE DE LA VARIANTE A MOYENNE CHARGE

Le procédé proposé est basé sur le principe des boues activées à moyenne charge. Les bassins d'aération sont des réservoirs rectangulaires ouverts où arrivent les eaux usées prétraitées à partir des décanteurs primaires.

Le traitement à boues activées à moyenne charge est caractérisé par les paramètres suivants :

- La charge massique (Cm) :

$$0,2 < C_m < 0,5 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg.MVS.j} \quad [8]$$

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

$$C_m = 0,3 \text{ Kg DBO}_5/ \text{Kg MVS j}$$

- La charge volumique (Cv) :

$$0,6 < C_v < 1,5 \text{ Kg DBO}_5/ \text{m}^3 / \text{j} \quad [8]$$

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

$$C_v = 1,2 \text{ Kg DBO}_5/ \text{m}^3 / \text{j}$$

Cv permet d'estimer la capacité du bassin d'aération.

IV.3.3.1. Dimensionnement du bassin d'aération

Le bassin d'aération est dimensionné sur la base des charges massique **Cm** et volumique **Cv**.

Le bassin sera de forme carré, de cote L et de hauteur H.

Tel que :

$$S_h = L^2 \dots\dots\dots (IV-23)$$

❖ Calcul de volume du bassin

$$V_a = \frac{L_0}{C_v} \dots\dots\dots (VI-24)$$

❖ **Cv** : Charge volumique (kg DBO₅/ m³.j). **Cv = 1,2 Kg DBO₅/ m³/ j**

❖ **L₀** : charge polluante à l'entrée du bassin (kg DBO₅/j). **L₀ = 2785,36 kg/j**

Donc on aura: $V_a = \frac{L_0}{C_v} = \frac{2785,36}{1,2} = 2321,13 \text{ m}^3$

V = 2321,13 m³

❖ Calcul de la hauteur du bassin

Elle est prise généralement entre **3** et **5 m** donc on prend : **H = 4 m**

La hauteur de revanche du bassin doit être **h ≥ 80 cm** donc on prend **h = 80 cm**

❖ Calcul de la surface horizontale du bassin

$$S_h = \frac{V}{H} = \frac{2321,13}{4} = 580,28 \text{ m}^2$$

Sh=580,28 m²

❖ Calcul des dimensions du bassin (carré)

$$L = \sqrt{S_h} = \sqrt{580,28} = 24,09 \text{ m}$$

L = 24,1 m

❖ Calcul de la masse de boues dans le bassin

$$X_a = \frac{L_0}{C_m} = \frac{2785,36}{0,3} = 9284,53 \text{ Kg}$$

X_a = 9284,53 Kg

❖ Concentration de boues dans le bassin

$$[Xa] = \frac{Xa}{V} = \frac{9284,53}{2321,13} = 4 \text{ kg} / \text{m}^3$$

$$[Xa] = 4 \text{ kg/m}^3$$

Tel que ; V : c'est le volume du bassin d'aération.

❖ Calcul du temps de séjour

✓ Pour le débit moyen horaire

$$T_s = \frac{V}{Q_{moy.h}} = \frac{2321,13}{378,96} = 6,13h$$

$$T_s = 6,13 \text{ h}$$

✓ Pour le débit de pointe par temps sec

$$T_s = \frac{V}{Q_{pts}} = \frac{2321,13}{648} = 3,58h$$

$$T_s = 3,58 \text{ h}$$

✓ Pour le débit de pointe en temps de pluie

$$T_s = \frac{V}{Q_{pp}} = \frac{2321,13}{1944} = 1,19h$$

$$T_s = 1,19 \text{ h}$$

IV.3.3.2. Calcul de concentration de l'effluent en DBO₅

$$S_o = \frac{L_o}{Q_{moy j}} = \frac{2785,36}{9095} = 306,25 \text{ mg} / \text{l}$$

$$S_o = 306,25 \text{ mg/l}$$

IV.3.3.3. Calcul de la charge polluante à la sortie (Sf = 30 mg/l)

La charge polluante à la sortie à une concentration Sf conforme aux normes de rejets (normes d'OMS) fixées à 30 mg/l de DBO₅.

D'où la charge :

$$L_f = S_f * Q_{moy j} = 0,03 * 9095 = 272,85 \text{ Kg DBO}_5 / \text{j}$$

$$L_f = 272,85 \text{ Kg DBO}_5 / \text{j}$$

IV.3.3.4. Calcul de la charge polluante éliminée Le

$$L_e = L_o - L_f = 2785,36 - 272,85 = 2512,51 \text{ Kg DBO}_5 / \text{j}$$

$$L_e = 2512,51 \text{ Kg DBO}_5 / \text{j}$$

IV.3.3.5. Le rendement de l'épuration

$$\eta_{ep} = \frac{(L_o - L_f)}{L_o} = \left(\frac{2785,36 - 272,85}{2785,36} \right) * 100 = 90,2\%$$

$$\eta_{ep} = 90,2 \%$$

IV.3.3.6. Besoins théoriques en oxygène

Les besoins en oxygène sont donnés par la formule suivante :

$$q_{o_2} = a' L_e + b' Xa \text{ (Kg/j)} \dots \dots \dots (IV-25)$$

- ❖ Le : DBO₅ éliminée dans le bassin d'aération par jour (Kg).
- ❖ Xa : quantité de boues (MVS) présentes par jour dans le bassin d'aération (Kg)
- ❖ a' : la fraction de pollution transformé en énergie de synthèse au cours de l'épuration et c'est aussi la quantité d'oxygène à fournir aux bactéries pour qu'elles synthétisent la matière vivante à partir d'une pollution. [6]

Tableau IV.12 : Charge massique en fonction de a' et b'

Charge massique	0,09	0,1	0,15	0,2	0,3	0,4	0,5
a'	0,66	0,65	0,63	0,59	0,56	0,53	0,5
b'	0,06	0,07	0,075	0,08	0,085	0,09	0,7 à 1,2

On a Cm = 0,3 donc on prend : **a' = 0,56**

✧ b' : coefficient cinétique de respiration endogène

On a Cm = 0,3 donc on prend : **b'=0,085**

a) Calcul des besoins journaliers en oxygène

$$q_{o_2} = (0,56 * 2512,51) + (0,085 * 9284,53) = 2196,19 \text{ Kg } O_2 / j \quad \boxed{q_{o_2} = 2196,19 \text{ Kg } O_2 / j}$$

b) Calcul de la quantité d'oxygène horaire

$$q_{o_2/24} = \frac{2196,19}{24} = 91,51 \text{ Kg } O_2 / h \quad \boxed{q_{o_2/24} = 91,51 \text{ Kg } O_2 / h}$$

c) Calcul de la quantité d'oxygène nécessaire par m³ du bassin

$$q_{o_2} / m^3 = \frac{q_{o_2}}{V} = \frac{2196,19}{2321,13} = 0,95 \text{ Kg } O_2 / m^3 j \quad \boxed{q_{o_2/m^3} = 0,95 \text{ Kg } O_2 / m^3 j}$$

d) Calcul des besoins en pointe horaire en oxygène

$$q_{o_2pte} = \left(\frac{a'Le}{Td} \right) + \left(\frac{b' \cdot Xa}{24} \right) \dots\dots\dots (IV-26)$$

Avec, Td : période diurne en heures Td= 16h.

$$q_{o_2pte} = \frac{0,56 * 2512,51}{16} + \left(\frac{0,085 * 9284,53}{24} \right) = 120,82 \text{ Kg } O_2 / h \quad \boxed{q_{o_2pte} = 120,82 \text{ Kg } O_2 / h}$$

IV.3.3.7. Besoin réel en pointe en oxygène

Les besoins en oxygène sont supérieurs aux quantités théoriques calculées ci-dessus, En réalité, le transfert d'air atmosphérique vers l'eau épurée se trouve gênée par la présence dans les eaux usées des matières en suspension (MES) et d'agent tensio-actif.

Et pour passer des conditions théoriques aux conditions réelles du milieu à épurer, il y a lieu d'appliquer des coefficients correcteurs.

$$q_{o_2réel} = \frac{q_{o_2}}{\alpha \cdot \beta} \dots\dots\dots (IV-27)$$

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

$$\alpha = \frac{C_s(\text{eau usee})}{C_s(\text{eau epure})} = 0,8 \dots\dots\dots (IV-28)$$

Tel que : 0,8 ≤ β ≤ 0,95 On prend : **β=0,85**

Donc : $q_{o_2réel\ pointe} = \frac{120,82}{0,8 \times 0,85} = 177,68 \text{ kg } O_2 / h$ $\boxed{q_{o_2\ réel\ pte} = 177,68 \text{ Kg } O_2 / h}$

En moyenne : $q_{O_2 \text{réel jour}} = \frac{2196,19}{0,8 \times 0,85} = 3229,69 \text{ kg } O_2 / j$

IV.3.3.8. Calcul des caractéristiques de l'aérateur

Il existe différents systèmes d'aérations utilisés dans les STEP, leurs différences réside dans le mode d'introduction de l'air .On distingue, les systèmes suivant :

- Aérateur mécanique de surface « turbine » ;
- Aérateur à insufflation d'air.

Pour notre cas, on optera pour le premier système (Aérateur mécanique de surface « turbine ») qui est le plus utilisé dans nos jours dans les STEP, présentant des avantages tels que : le faible coût d'investissement, maintenance et exploitation facile, bonne adaptation aux fluctuations des débits et surtout pour son très bon rendement, il est caractérisé par une vitesse élevée et un flux axial. L'apport spécifique varie de 1,5 à 2,0 Kg O₂/Kw.h.

Les éléments composant de l'aérateur de surface sont :

- Un tube d'aspiration ;
- Un déflecteur.

a) Calcul de la puissance de l'aération nécessaire (E_n)

Les apports spécifiques des aérateurs de surface ont souvent été compris entre 1 et 2 kg O₂ / kwh .

$$E_n = \frac{q_{O_2}}{E_a} \dots\dots\dots (IV-29)$$

- ✧ E_n : Puissance de l'aération nécessaire ;
- ✧ Q_{o2} : besoin réel en oxygène de pointe (kg/h) ;
- ✧ E_a : quantité d'O₂ par unité de puissance.

Dans nous calcul on prend : E_a = 1,5 kgO₂/ kwh [6]

On aura : $E_n = \frac{177,68}{1,5} = 118,45 \text{ Kw}$

E_n=118,45 Kw

b) Calcul de la puissance de brassage

La puissance de brassage est donnée par la relation suivante

$$E_b = Sh * Pa \dots\dots\dots (IV-30)$$

- ✧ Pa : puissance spécifique absorbée.

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

- ✧ Sh : surface horizontale du bassin.

Donc on aura : E_b=Sh *Pa=580,28*80 = **46,42 kw**

E_b =46,42 Kw

c) Calcul de nombre d'aérateurs dans le bassin

$$Na = \frac{E_n}{E_b} = \frac{118,45}{46,42} = 2,55 \quad \text{On prend trois aérateurs.}$$

Na =3

IV.3.3.9. Bilan de boues

a) Calcul de la quantité des boues en excès

Les boues en excès sont proportionnelles à la quantité de la DBO₅ éliminée (L_e), et dépendent de la charge massique dans le bassin d'aération.

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

$$\Delta X = X_{\min} + X_{dur} + a_m L_e - bX_a - X_{eff} \dots\dots\dots (IV-31)$$

Avec :

- ✧ X_{\min} : Boues minérales. (30 % de MES)
- ✧ X_{dur} : Boues difficilement biodégradables (appelées matières dures), elles représentent 0,3 à 0,35 des MVS. [3]
- ✧ a_m : Coefficient de rendement cellulaire (g cellulaires formées /g DBO₅ éliminées).
- ✧ a_m : Varie entre 0, 55 < am < 0, 65. On prend **a_m = 0,6**. [3]
- ✧ L_e : Quantité de DBO₅ à éliminer (Kg/j).
- ✧ b' : Coefficient cinétique de respiration endogène **b' = 0,085**
- ✧ b : Fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène.
On a: $b = 0,085 \Rightarrow b = \frac{0,085}{1,42} = 0,06$ d'où : **b = 0,06**
- ✧ X_a : Masse totale de MVS dans le bassin (Kg).
- ✧ X_{eff} : Fuite des MES avec l'effluent (dépend des normes de rejet, on adopte généralement 30mg / l).

On sait que la charge journalière en MES à la sortie de décanteur primaire est **1437,01 Kg/j**

Donc :

$$X_{\min} = 0,3 * 1437,01 = 431,1 Kg / j$$

$$X_{dur} = 0,3 * MVS$$

$$X_{dur} = 0,3 * (0,7 * 1437,01) = 301,77 Kg / j$$

$$a_m L_e = 0,6 * 2512,51 = 1507,51 Kg / j$$

$$b X_a = 0,06 * 9284,53 = 557,07 Kg / j$$

$$X_{eff} = 0,03 * 9095 = 272,85 Kg / j$$

Alors on aura:

$$\Delta X = 431,1 + 301,77 + 1507,51 - 557,07 - 272,85 = 1410,46 kg / j$$

$$\Delta X = 1410,46 Kg/j$$

b) Calcul de la concentration de boues en excès

$$X_m = \frac{1200}{I_m} \dots\dots\dots (IV-32)$$

Avec :

- ✧ X_m : Concentration de boues en excès (kg/j).
- ✧ I_m : L'indice de Mohlman.

Une boue activée de bonne structure à un indice Mohlman compris entre 100 à 150 ml/g. Cet indice représente le volume occupé par un gramme de poids sec de boues après décantation d'une demi-heure dans une éprouvette de 1 litre.

Donc pour notre cas pour une boue bien structurée on prend : **I_m = 125 ml/g**

D'où : $X_m = \frac{1200}{125} = 9,6 m^3 / j$

$$X_m = 9,6 m^3/j$$

c) Calcul de débit de boues en excès

Ce débit est donnée par : $Q_{exés} = \frac{\Delta X}{X_m} = \frac{1410,46}{9,6} = 146,92 m^3 / j$

$$Q_{exés} = 146,92 m^3/j$$

d) Calcul de débit spécifique par m³ de bassin

$$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V} \dots\dots\dots (IV-33)$$

q_{sp} : Débit spécifique m³ du bassin (Kg/m³/j) ;

ΔX : Quantité des boues en excès (Kg/j) ;

V : Volume total du bassin d'aération (m³).

Donc : $q_{sp} = \frac{1410,46}{2321,13} = 0,61 \text{ kg} / \text{m}^3 / \text{j}$

q_{sp} = 0,61 Kg / m³

e) Le taux de recyclage

Le taux de recyclage des boues, devrait permettre le maintien de la concentration de celle-ci dans le bassin d'aération calculée précédemment à [X_a]= 4 g/l.

- ✧ Il peut varier de 15 à 100% de débit de l'effluent produit.
- ✧ Le taux de recyclage est déterminé par la formule suivante :

$$R = \frac{100[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]} \dots\dots\dots (IV-34)$$

- R : taux de recyclage(%) ;
- [X_a] : concentration des boues dans le bassin = **4 Kg/m³**.

$$R = \frac{100 * 4}{\frac{1200}{125} - 4} = 71,42$$

R=71,42 %

f) Le débit des boues recyclées

$$Q_r = R * Q_j \dots\dots\dots (IV-35)$$

Donc : $Q_r = 0,71 * 9095 = 6457,45 \text{ m}^3/\text{j}$

Q_r = 6457,45 m³/j

g) Age des boues dans l'aérateur « A_b »

L'âge des boues est donné par la relation suivante :

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X} \dots\dots\dots (IV-36)$$

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X} = \frac{9284,53}{1410,46} = 6,58 \text{ jours}$$

A_b = 6,58 jours

Remarque

On remarque que la valeur obtenue **A_b= 6,58 jours** est conforme à la variante moyenne charge dont l'âge des boues est compris entre 4 et 10 jours.

IV.3.3.10. Calcul du clarificateur (décanteur secondaire)

Le clarificateur ou décanteur secondaire a pour but la séparation des floccs biologique de l'eau épurée.

Les boues déposées dans le clarificateur sont recyclées vers les bassins d'aération afin d'y maintenir une concentration quasi constante en bactéries et les boues en excès sont évacuées vers les installations de traitement de boues (épaississement, déshydratation).

- Le type de décanteur choisi est circulaire muni d'un pont racleur de fond et de surface, et à fond légèrement incliné en cône.

- La vitesse maximale (V_a) par temps de pluie ne doit pas en aucun cas dépasser 4 m/h et le temps de séjour est de 1,5 à 2 heures. [9]

Données de départ :

- ✧ t_s : Le temps de séjour, on prend $t_s = 1,5h$. [9]
- ✧ Le débit de pointe en temps de pluie (débit de la station) : $Q_{ptp} = 1944 \text{ m}^3/h$

a) Calcul de volume du décanteur

$$V = Q_p * t_s = 1944 * 1,5 = 2916 \text{ m}^3$$

$$V = 2916 \text{ m}^3$$

b) Hauteur du clarificateur

Hauteur du décanteur est : $H = (3 \div 5) \text{ m}$. [3]

On prend : $H = 4 \text{ m}$

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

c) Calcul de la surface horizontale du décanteur

$$Sh = \frac{V}{h} = \frac{2916}{4} = 729 \text{ m}^2$$

$$Sh = 729 \text{ m}^2$$

d) Calcul de diamètre du décanteur

Sachant que notre bassin a une forme circulaire donc le diamètre est donné par la relation suivante :

$$D = \sqrt{\frac{4.V}{\pi.H}} = \sqrt{\frac{4 * 2916}{3,14 * 4}} = 30,5 \text{ m}$$

$$D = 30,5 \text{ m}$$

e) Calcul de temps de séjour

❖ Pour le débit moyen horaire (Q_{mh})

$$T_s = \frac{V}{Q_{mh}} \Rightarrow T_s = \frac{2916}{378,96} = 7,7h$$

$$t_s = 7,7 \text{ h}$$

❖ Pour le débit de pointe par temps sec (Q_{pts})

$$T_s = \frac{V}{Q_{pts}} \Rightarrow T_s = \frac{2916}{648} = 4,5 \text{ h}$$

$$t_s = 4,5 \text{ h}$$

Calcul pour l'horizon 2040 (extension)

Pour cet horizon, on dimensionne l'aérateur et le clarificateur avec la différence des débits des deux horizons :

✧ **Débit de la station :**

$$Q_{ptp} = Q_{ptp(2040)} - Q_{ptp(2025)}$$

$$\text{Donc : } Q_{st} = 0,78 - 0,54 = 0,24 \text{ m}^3/s$$

Avec :

Q_{ptp} : débit en temps de pluie (débit de la station).

✧ **Débit moyen journalier**

$$Q_{moy j} = Q_{moy j(2040)} - Q_{moy j(2025)}$$

$$\text{Donc : } Q_{moy j} = 12980,8 - 9095 = 3885,8 \text{ m}^3/j$$

$$Q_{st} = 864 \text{ m}^3/h$$

$$Q_{moy j} = 3885,8 \text{ m}^3/j$$

✧ **La charge en MES à la sortie du décanteur primaire** est de : **777,16 kg/j**

✧ Pour l'aérateur on garde la même forme carré.

✧ pour le clarificateur on garde aussi la même forme (circulaire).

Les résultats de dimensionnement de décanteur primaire pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau IV.13 : Résultats de calcul d'aérateur pour les deux horizons

Désignations	Unité	2025	2040
DONNEES DE BASE			
Débit moyen journalier $Q_{moy j}$	m^3/j	9095	3885,8
Débit moyen horaire $Q_{moy h}$	m^3/h	378,96	161,91
Débit de pointe en temps de pluie Q_{ptp}	m^3/h	1944	864
Charge polluante à l'entrée du bassin L_o	Kg/j	2785,36	1190,02
Concentration de l'effluent en DBO_5 S_o	mg/l	306,25	306,25
La charge polluante à la sortie L_f	Kg DBO_5/j	272,85	116,57
La charge polluante éliminée L_e	Kg DBO_5/j	2512,51	1073,45
Le rendement de l'épuration η_{ep}	%	90,2	90,2
DIMENSIONNEMENT DU BASSIN D'AERATION			
Volume du bassin V	m^3	2321,13	991,68
Nombre de bassins	-	1	1
Hauteur du bassin H	m	4	4
Surface horizontale du bassin Sh	m^2	580,28	247,92
cote du bassin L (carré)	m	24,1	15,8
La masse de boues dans le bassin X_a	Kg	9284,53	3966,73
Concentration de boues dans le bassin $[X_a]$	Kg / m^3	4	4
Temps de séjours T_s - débit moyen horaire	h	6,13	6,12
Temps de séjours T_s - débit de pointe par temps sec	h	3,58	3,44
Temps de séjours T_s -débit de la station	h	1,19	1,15
BESOIN EN OXYGENE			
Besoins journaliers en oxygène : q_{O_2}	Kg O_2/j	2196,19	961,41
La quantité d'oxygène horaire $q_{O_2/24}$	Kg O_2/h	91,51	40,06
La quantité d'oxygène nécessaire pour un m^3 du bassin q_{O_2/m^3}	Kg O_2/m^3j	0,95	0,97
CALCUL DE L'AERATEUR DE SURFACE A INSTALLER			
Besoin réel de pointe en oxygène :	Kg O_2/h	177,68	75,91
Calcul de puissance de l'aération nécessaire	kW	118,45	50,61
Puissance de brassage	kW	46,42	19,83
Calcul de nombre d'aérateurs dans le bassin	-	3	3
BILAN DE BOUES			
Calcul de la quantité des boues en excès Δx	Kg/j	1410,46	685,85
Concentration de boues en excès X_m	Kg/ m^3	9,6	9,6

Suite de **Tableau IV.13** Résultats de calcul d'aérateur pour les deux horizons

Le débit de boues en excès Q_{exc}	m^3/j	146,92	71,44
Le débit spécifique par m^3 de bassin q_{sp}	$Kg/m^3.j$	0,61	0,69
Le taux de boues recyclées R	%	71,42	71,42
Le débit des boues recyclées Q_r	m^3/j	6457,45	2758,92
Age des boues A_b	j	6,58	5,78
CARACTERISTIQUES DU CLARIFICATEUR			
Forme	circulaire	circulaire	circulaire
Nombre de bassins	-	1	1
Surface horizontale	m^2	729	324
Diamètre	m	30,5	20,4
Volume	m^3	2916	1296
Hauteur	m	4	4
Temps de séjour pour le débit moyen horaire	j	7,7	8
Temps de séjour pour le débit de pointe par temps sec	j	4,5	4,5

IV.3.4. Traitement tertiaire (désinfection)

Le traitement biologique ne permet pas à lui seul d'éliminer de façon satisfaisante les germes pathogènes ; ce qui implique en cas de réutilisation de l'eau épurée, une désinfection. La chloration est utilisée depuis longtemps pour son action bactéricide et apparaît comme élément complémentaire de traitement indispensable dès lors que les eaux sont destinées à l'agriculture.

En Algérie, l'hypochlorite de sodium (eau javel) est le produit désinfectant le plus utilisé dans les stations d'épuration à cause de sa disponibilité sur le marché et son fiable coût.

Calcul pour l'horizon 2025

IV.3.4.1. Dose du chlore à injecter

Nous proposons une désinfection par le chlore en utilisant l'eau de javel « hypochlorite de sodium » le temps de séjour ou de contact (T_s) est de 30 minutes et la dose unitaire de chlore à apporter est de 5 à 10 mg/l. [10]

On utilise une dose de 10 mg/l pendant un temps de contact de 30 min.

IV.3.4.2. La dose journalière en chlore

$$D_j = Q_{\text{moy } j} * (Cl_2) = 9095 * 0,01 = \mathbf{90,95 \text{ Kg/j}}$$

$$D_j = 90,95 \text{ Kg/j}$$

IV.3.4.3. Calcul de la quantité de l'eau javel

On prend une solution d'hypochlorite à 20° [10]

1° de chlorométrie → 3,17 g de $Cl_2/NaClO$

20° de chlorométrie → X

Donc : $X = 3,17 * 20 / 1 = \mathbf{63,4 \text{ g de } Cl_2/NaClO}$

$$X = 63,4 \text{ g de } Cl_2/NaClO$$

IV.3.4.4. La quantité d'hypochlorite de sodium nécessaire

1 m^3 ($NaClO$) → 63,4 Kg de Cl_2

Q_j → 90,95

$Q_j = 90,95 / 63,4 = \mathbf{1,43 \text{ m}^3 \text{ (NaClO) / j}}$

$$Q_j = 1,43 \text{ m}^3 \text{ (NaClO) / j}$$

VI.3.4.5. La quantité annuelle d'hypochlorite de sodium

$$Q_a = Q_j \cdot 365 = 1,43 \cdot 365 = 521,95 \text{ m}^3 (\text{NaClO}) / \text{an}$$

$$Q_a = 521,95 \text{ m}^3 (\text{NaClO}) / \text{an}$$

VI.3.4.6. Dimensionnement du bassin de désinfection

$$Q_{\text{ptp}} = 1944 \text{ m}^3 / \text{h} \text{ (débit de pointe au temps de pluie)}$$

$$T_s = 30 \text{ min}$$

a) Le volume du bassin

$$V = Q_{\text{pte}} \cdot T_s = 1944 \cdot \left(\frac{30}{60}\right) = 972 \text{ m}^3$$

$$V = 972 \text{ m}^3$$

b) La hauteur du bassin

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

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

c) La surface horizontale

$$Sh = \frac{V}{H} = \frac{972}{4} = 243 \text{ m}^2$$

$$Sh = 243 \text{ m}^2$$

d) La largeur et la longueur

Notre bassin a une forme rectangulaire de surface $Sh = L \cdot B$

Avec :

L : longueur du bassin de désinfection.

B : largeur du bassin de désinfection.

On prend : $L = 2 \cdot B$

$$B = \sqrt{\frac{Sh}{2}} = 11 \text{ m.} \quad \text{donc on prend:}$$

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

Alors : $L = 2 \cdot 11 = 22 \text{ m}$

$$L = 22 \text{ m}$$

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 5 chicanes ayant une longueur de 11 m et d'une largeur de 5 m.

Calcul pour l'horizon 2040 (extension)

Pour cet horizon, on dimensionne le bassin de désinfection avec la différence des débits des deux horizons :

✧ **Débit de la station :**

$$Q_{\text{ptp}} = Q_{\text{ptp}(2040)} - Q_{\text{ptp}(2025)}$$

$$\text{Donc : } Q_{\text{st}} = 0,78 - 0,54 = 0,24 \text{ m}^3/\text{s}$$

Avec :

Q_{ptp} : débit en temps de pluie (débit de la station).

✧ **Débit moyen journalier**

$$Q_{\text{moy j}} = Q_{\text{moy j}(2040)} - Q_{\text{moy j}(2025)}$$

$$\text{Donc : } Q_{\text{moy j}} = 12980,8 - 9095 = 3885,8 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{\text{st}} = 864 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\text{moy j}} = 3885,8 \text{ m}^3/\text{j}$$

On garde toujours la même forme du bassin (rectangulaire)

Les résultats de dimensionnement du bassin de désinfection pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau IV.14 : Résultats de dimensionnement du bassin de désinfection pour les deux horizons

Caractéristiques du bassin	Unité	Horizon	
		2025	2040
❖ Volume	m ³	972	432
❖ Hauteur	m	4	4
❖ Surface horizontale	m ²	243	108
❖ Longueur	m	22	14,8
❖ Largeur	m	11	7,4
❖ Dose journalière en chlore	Kg/j	90,95	38,86
❖ La quantité d'hypochlorite nécessaire :	m ³ /j	1,43	0,61
❖ La quantité annuelle d'hypochlorite :	m ³ /an	551,95	222,65

ETUDE DE LA VARIANTE A FAIBLE CHARGE

Etant donné que les ouvrages de prétraitement ne dépendent pas de la charge de pollution à l'entrée de la station, leur dimensionnement reste identique à celui du procédé du système à boues activées à moyenne charge.

Il s'agit des ouvrages suivants :

- ✓ Le dégrilleur
- ✓ Le dessableur-déshuileur.

Le traitement biologique par boues activées à faible charge aboutit à la formation d'une boue stable non fermentescible en admettant l'eau brute simplement dégrossie (sans décantation primaire c.à.d. le décanteur primaire sera supprimé dans le traitement à faible charge.)

Les paramètres du procédé à boues activées à faible charge sont :

❖ **Charge massique**

$$0,1 < C_m < 0,2 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS j [4]}$$

On prendra :

$$C_m = 0,2 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS j}$$

❖ **Charge volumique**

$$0,3 < C_v < 0,6 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3\text{j [4]}$$

On prendra :

$$C_v = 0,5 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3\text{j}$$

IV.4. Dimensionnement du bassin d'aération

Le bassin d'aération est dimensionné sur la base des charges massique et volumique.

Le bassin sera de forme carré, de cote L et de hauteur H.

IV.4.1. Calcul de volume du bassin

$$V_a = \frac{L_0}{C_v}$$

- ❖ C_v : Charge volumique (kg DBO₅/ m³.j). C_v = **0,5 Kg DBO₅/ m³/ j** ;
- ❖ L₀ : charge polluante à l'entrée du bassin (sans décantation primaire) (kg DBO₅/j).
L₀ = **3979,08kg/j**

D'où : $V = \frac{Lo}{Cv} = \frac{3979,08}{0,5} = 7958,16 m^3$

$V = 7958,16 m^3$

Vu que le volume du bassin est important, on projette **deux** bassins carrés de volume identique de $V = 3979,08 m^3$

IV.4.2. La hauteur du bassin

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

$H = 4 m$

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

IV.4.3. Surface horizontale du bassin

$S_h = \frac{V}{H} = \frac{3979,08}{4} = 994,77 m^2$

$Sh = 994,77 m^2$

IV.4.4. Calcul des dimensions du bassin (carré)

$L = \sqrt{Sh} = \sqrt{994,77} = 31,54 m$

$L=31,6 m$

IV.4.5. La masse de boues dans le bassin

$X_a = \frac{L_o}{C_m} = \frac{3979,08}{0,2} = 19895,4 Kg$

$X_a = 19895,4 kg$

IV.4.6. Concentration de boues dans le bassin

$[X_a] = \frac{X_a}{V} = \frac{19895,4}{3979,08} = 5 kg / m^3$

$[X_a] = 5 kg / m^3$

IV.4.7. Calcul du temps de séjour

❖ Pour le débit moyen horair

$T_s = \frac{V}{Q_{moy.h}} = \frac{3979,08}{378,96} = 10,5 h$

$T_s = 10,5 h$

❖ Pour le débit de pointe par temps sec

$T_s = \frac{V}{Q_{pts}} = \frac{3979,08}{648} = 6,14 h$

$T_s = 6,14 h$

❖ Pour le débit de pointe en temps de pluie

$T_s = \frac{V}{Q_{pip}} = \frac{3979,08}{1944} = 2,05 h$

$T_s = 2,05 h$

IV.5. Calcul de concentration de l'effluent en DBO₅

$So = \frac{Lo}{Q_{moy.j}} = \frac{3979,08}{9095} = 437,5 mg / l$

$So=437,5 mg/l$

IV.5.1. Calcul de la charge polluante à la sortie (Sf = 30 mg/l)

La charge polluante à la sortie à une concentration Sf conforme aux normes de rejets (normes d'OMS) fixées à 30 mg/l de DBO₅.

D'où la charge :

$L_f = Sf * Q_{moy.j} = 0,03 * 9095 = 272,85 Kg DBO_5 / j$

$L_f=272,85 Kg DBO_5/j$

IV.5.2. Calcul de la charge polluante éliminée Le

$Le = Lo - L_f = 3979,08 - 272,85 = 3706,23 Kg DBO_5 / j$

$Le= 3706,23 Kg DBO_5/j$

IV.5.3. Le rendement de l'épuration

$$\eta_{ep} = \frac{(L_o - L_f)}{L_o} = \left(\frac{3979,08 - 272,85}{3979,08} \right) * 100 = 93,14\%$$

$$\eta_{ep} = 93,14 \%$$

IV.6. Besoins théoriques en oxygène

Les besoins en oxygène sont donnés par la formule suivante :

$$q_{o_2} = a' L_e + b' Xa \text{ (Kg/j)}$$

Du tableau VI.12 (Charge massique en fonction de a' et b') on a :

$$C_m = 0,2$$

donc on prend :

$$a' = 0,59$$

✧ b' : coefficient cinétique de respiration endogène

$$\text{On a } C_m = 0,2$$

donc on prend :

$$b' = 0,08$$

a) Calcul des besoins journaliers en oxygène

$$q_{o_2} = (0,59 * 3706,23) + (0,08 * 19895,4) = 3778,31 \text{ Kg } O_2 / j$$

$$q_{o_2} = 3778,31 \text{ Kg } O_2 / j$$

b) Calcul de la quantité d'oxygène horaire

$$q_{o_2/24} = \frac{3778,31}{24} = 157,43 \text{ Kg } O_2 / h$$

$$q_{o_2/24} = 157,43 \text{ Kg } O_2 / h$$

c) Calcul de la quantité d'oxygène nécessaire par m³ du bassin

$$q_{o_2/m^3} = \frac{q_{o_2}}{V} = \frac{3778,31}{3979,08} = 0,95 \text{ Kg } O_2 / m^3 j$$

$$q_{o_2/m^3} = 0,95 \text{ Kg } O_2 / m^3 j$$

d) Calcul des besoins en pointe horaire en oxygène

$$q_{o_2pte} = \left(\frac{a' L_e}{T_d} \right) + \left(\frac{b' Xa}{24} \right)$$

Avec, T_d : période diurne en heures T_d = 16h.

$$q_{o_2pte} = \left(\frac{0,59 * 3706,23}{16} \right) + \left(\frac{0,08 * 19895,4}{24} \right) = 203 \text{ Kg } O_2 / h$$

$$q_{o_2pte} = 203 \text{ Kg } O_2 / h$$

IV.7. Besoin réel en pointe en oxygène

Les besoin réel données par la formule suivant :

$$q_{o_2réel} = \frac{q_{o_2}}{\alpha \cdot \beta}$$

Avec :

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

Tel que : $0,8 \leq \beta \leq 0,95$

On prend :

$$\beta = 0,85$$

$$\text{Donc : } q_{o_2réel\ pointe} = \frac{203}{0,8 * 0,85} = 298,53 \text{ kg } O_2 / h$$

$$q_{o_2\ réel\ pte} = 298,51 \text{ Kg } O_2 / h$$

$$\text{En moyenne : } q_{o_2réel\ jour} = \frac{3778,31}{0,8 * 0,85} = 5556,34 \text{ kg } O_2 / j$$

$$q_{o_2\ réel\ jour} = 5556,34 \text{ Kg } O_2 / j$$

IV.8. Calcul des caractéristiques de l'aérateur

a) Calcul de la puissance de l'aération nécessaire (E_n)

Les apports spécifiques des aérateurs de surface ont souvent été compris entre 1 et 2 kg O₂ / kwh

$$E_n = \frac{q_{o_2}}{E_a}$$

Dans nous calcul on prend : E_a = 1,5 kgO₂/ kwh [6]

On aura : $E_n = \frac{298,51}{1,5} = 199,02 \text{ Kw}$

$E_n = 199,02 \text{ Kw}$

b) Calcul de la puissance de brassage

La puissance de brassage est donnée par la relation suivante

$E_b = Sh * Pa$ Avec : $Pa = 80 \text{ w/m}^2$

Donc on aura : $E_b = Sh * Pa = 994,77 * 80 = 79,58 \text{ kw}$

$E_b = 79,58 \text{ Kw}$

c) Calcul de nombre d'aérateurs dans le bassin

$Na = \frac{E_n}{E_b} = \frac{199,02}{79,58} = 2,5$ On prend trois aérateurs.

$Na = 3$

IV.9. Bilan de boues

a) Calcul de la quantité des boues en excès

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

$\Delta X = X_{\min} + X_{dur} + a_m L_e - b X_a - X_{eff}$

$MES_s = 3592,52 \text{ Kg/j}$

La charge journalière en MES à la sortie de déssableur-déshuileur est

On a aussi : $b' = 0,08 \Rightarrow b = \frac{0,08}{1,42} = 0,056$ d'où : $b = 0,056$

Donc :

- $X_{\min} = 0,3 * 3592,52 = 1077,76 \text{ Kg} / j$
- $X_{dur} = 0,3 * MVS$
- $X_{dur} = 0,3 * (0,7 * 3592,52) = 754,43 \text{ Kg} / j$
- $a_m L_e = 0,6 * 3706,23 = 2223,74 \text{ Kg} / j$
- $b X_a = 0,056 * 19895,4 = 1114,14 \text{ Kg} / j$
- $X_{eff} = 0,03 * 9095 = 272,85 \text{ Kg} / j$

Ce qu'il nous donne :

$\Delta X = 1077,76 + 754,43 + 2223,74 - 1114,14 - 272,85 = 2668,94 \text{ kg} / j$

$\Delta X = 2668,94 \text{ Kg/j}$

b) Calcul de la concentration de boues en excès

$X_m = \frac{1200}{I_m}$ Pour notre cas on prend : $I_m = 125 \text{ ml/g}$

D'où : $X_m = \frac{1200}{125} = 9,6 \text{ m}^3 / j$

$X_m = 9,6 \text{ m}^3/j$

c) Calcul de débit de boues en excès

Ce débit est donnée par : $Q_{exés} = \frac{\Delta X}{X_m} = \frac{2668,94}{9,6} = 278,01 \text{ m}^3 / j$

$Q_{exés} = 278,01 \text{ m}^3/j$

d) Calcul de débit spécifique par m³ de bassin

On a : $q_{sp} = \frac{\Delta X}{V}$

Donc :

$q_{sp} = \frac{2668,94}{3979,08} = 0,67 \text{ kg} / \text{m}^3 / j$

$q_{sp} = 0,67 \text{ Kg} / \text{m}^3/j$

e) Le taux de recyclage

$$R = \frac{100[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]}$$

- R : taux de recyclage(%) ;
- [X_a] : concentration des boues dans le bassin = **5 Kg/m³**.
Donc on prend [X_a] = 2,5 Kg/m³ pour chaque bassin.

$$R = \frac{100 * 2,5}{\frac{1200}{125} - 2,5} = 35,21$$

R=35,21 %

f) Le débit des boues recyclées

$$Q_r = R * Q_j$$

Donc : Q_r = 0,35 * 9095 = 3183,25 m³/j

Q_r = 3183,25 m³/j

g) Age des boues dans l'aérateur « A_b »

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X} \Rightarrow A_b = \frac{X_a}{\Delta X} = \frac{19895,4}{2668,94} = 7,45 \text{ jours}$$

A_b = 7,45 jours

IV.10. Calcul du clarificateur (décanteur secondaire)

Données de départ :

- ❖ **ts** Le temps de séjour, on prend **ts = 1,5h**.
- ❖ Le débit de pointe en temps de pluie (débit de la station) : **Q_{ptp} = 1944 m³/h**.

N.B : Le dimensionnement du décanteur secondaire est identique à celui de la première variante (moyenne charge).

Calcul pour l'horizon 2040 (extension)

Pour cet horizon, on dimensionne l'aérateur et le clarificateur avec la différence des débits des deux horizons :

❖ **Débit de la station :**

$$Q_{ptp} = Q_{ptp(2040)} - Q_{ptp(2025)}$$

Donc : Q_{st} = 0,78 - 0,54 = **0,24 m³/s**

Q_{st} = 864 m³/h

❖ **Débit moyen journalier**

$$Q_{moy j} = Q_{moy j(2040)} - Q_{moy j(2025)}$$

Donc : Q_{moy j} = 12980,8 - 9095 = **3885,8 m³/j**

Q_{moy j} = 3885,8 m³/j

❖ **La charge en MES à la sortie du dessableur-déshuileur est de :**

$$MES = 5127,42 - 3592,52 = **1534,9 kg/j** \Rightarrow **MES = 1534,9 kg/j**$$

- ❖ Pour l'aérateur on garde la même forme carré.
- ❖ pour le clarificateur aussi on garde aussi la même forme (circulaire).

Les résultats de dimensionnement de l'aérateur et le décanteur secondaire pour l'horizon 2040 sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau IV.15 : Résultats de calcul d'aérateur pour les deux horizons

Désignations	Unité	2025	2040
DONNEES DE BASE			
Débit moyen journalier $Q_{\text{moy j}}$	m^3/j	9095	3885,8
Débit moyen horaire $Q_{\text{moy h}}$	m^3/h	378,96	161,91
Débit de pointe en temps de pluie Q_{ptp}	m^3/h	1944	864
Charge polluante à l'entrée du bassin L_o	Kg/j	3979,08	1700,02
Concentration de l'effluent en DBO_5 S_o	mg/l	437,5	437,5
La charge polluante à la sortie L_f	KgDBO_5/j	272,85	116,57
La charge polluante éliminée L_e	KgDBO_5/j	3706,23	1583,45
Le rendement de l'épuration η_{ep}	%	93,14	93,14
DIMENSIONNEMENT DU BASSIN D'AERATION			
Volume du bassin V	m^3	3979,08	3400,04
Nombre	-	2	1
Hauteur du bassin H	m	4	4
Surface horizontale du bassin Sh	m^2	994,77	850,01
Cote du bassin (carré) L	m	31,6	29,2
La masse de boues dans le bassin X_a	Kg	19895,4	8500,1
Concentration de boues dans le bassin $[X_a]$	Kg / m^3	2,5	2,5
Temps de séjours T_s - débit moyen horaire	h	10,5	21
Temps de séjours T_s - débit de pointe par temps sec	h	6,14	11,81
Temps de séjours T_s -débit de la station	h	2,05	3,94
BESOIN EN OXYGENE			
Besoins journaliers en oxygène : q_{o_2}	KgO_2/j	3778,31	1614,24
La quantité d'oxygène horaire $q_{o_2}/24$	KgO_2/h	157,43	67,26
La quantité d'oxygène nécessaire pour un m^3 du bassin q_{o_2}/m^3	$\text{KgO}_2/\text{m}^3/\text{j}$	0,95	0,47
CALCUL DE L'AERATEUR DE SURFACE A INSTALLER			
Besoin réel de pointe en oxygène :	KgO_2/h	298,53	127,53
Calcul de puissance de l'aération nécessaire	kW	199,02	85,02
Puissance de brassage	kW	79,58	68
Calcul de nombre d'aérateurs dans le bassin	-	3	2

Suite de **Tableau IV.15** résultats de calcul d'aérateur pour les deux horizons.

BILAN DE BOUES			
Calcul de la quantité des boues en excès Δx	Kg/j	2668,94	1140,3
Concentration de boues en excès X_m	Kg/m ³	9,6	9,6
Le débit de boues en excès $Q_{excès}$	m ³ /j	278,01	118,78
Le débit spécifique par m ³ de bassin q_{sp}	Kg/m ³ .j	0,67	0,34
Le taux de boues recyclées R	%	35,21	35,21
Le débit des boues recyclées Q_r	m ³ /j	3183,25	1360,03
Age des boues A_b	j	7,45	7,45
CARACTERISTIQUES DU CLARIFICATEUR			
Forme	circulaire	circulaire	circulaire
Nombre de bassins	-	1	1
Surface horizontale	m ²	729	324
Diamètre	m	30,5	20,4
Volume	m ³	2916	1296
Hauteur	m	4	4
Temps de séjour pour le débit moyen horaire	j	7,7	8
Temps de séjour pour le débit de pointe par temps sec	j	4,5	4,5

IV.11. Traitement tertiaire (désinfection)

Les mêmes dimensions pour le bassin de désinfection et les résultats de dimensionnement sont représentés sur le Tableau IV.14

Conclusion

D'une manière générale, la décision finale du choix du type de traitement s'est basée sur les critères suivant :

- ✓ Niveau de la qualité exigée par l'effluent épuré : $[DBO_5] = 30\text{mg/l}$;
- ✓ La taille de l'agglomération étudiée ;
- ✓ La disponibilité de terrain.

En prenant en considérations les avantages et les inconvénients de chaque variante, nous nous proposons une station d'épuration avec un traitement de type biologique par boues activées à moyenne charge.

Chapitre V

الجامعة الوطنية العليا للدراسات
ENSH

Calcul

hydraulique

Introduction

Dans ce chapitre, nous allons procéder au calcul des ouvrages qui assurent la circulation de l'eau d'un bassin à un autre, Ces calculs auront pour but le dimensionnement des différentes conduites de rejet, conduites reliant les ouvrages ainsi que le déversoir d'orage et les cotes de radier des différents ouvrages pour assurer le bon fonctionnement de la station de point de vue hydraulique.

V.1. Déversoir d'orage

V.1.1. Définition de déversoir d'orage

Généralement, on désigne par le terme « déversoir » des ouvrages de dérivation conçus pour les flux et limiter le débit dirigé par temps de pluie vers l'aval du réseau et donc vers la STEP.

Sur un réseau unitaire, on désigne par déversoir d'orage l'ensemble du dispositif dont la fonction est d'évacuer vers le milieu naturel les pointes de ruissellement de manière à décharger le réseau aval, Une deuxième fonction du déversoir est d'assurer un partage des flux polluants entre le milieu naturel et le collecteur aval.

Le déversoir d'orage est un ouvrage permettant le rejet direct d'une partie de l'effluent au milieu naturel lorsque le débit à l'amont dépasse une certaine valeur. Les déversoirs d'orage sont généralement installés sur les réseaux unitaires dans le but délimiter les apports au réseau aval et en particulier dans la STEP en cas de pluie. Un déversoir d'orage est donc un ouvrage de contrôle permettant une régulation hydraulique des effluents en réseau d'assainissement. Il dérive une partie des effluents lorsque le débit à l'amont dépasse une certaine valeur que l'on appelle "débit de référence". Le débit dérivé peut sortir complètement du système d'assainissement, soit y être réinjecté après stockage dans le bassin.



Figure V.1 : Modèle de déversoir d'orage

V.1.2. Fonction de déversoir d'orage

A l'origine, comme son nom l'indique, le déversoir d'orage comportait généralement un seuil déversant calé au-dessus de la ligne d'eau aval du débit de temps sec maximum. Les déversoirs d'orage conçus il y a plus d'un siècle en même temps que les réseaux unitaires d'assainissement, avaient pour objet de rejeter à la rivière les débits que les collecteurs de

l'aval ne pouvaient pas véhiculer, de façon à éviter les débordements du réseau. Ils devaient donc laisser passer le débit de pointe de temps sec et évacuer à la rivière les apports dépassant deux à trois fois le débit moyen de temps sec suivant le dimensionnement donné au système.

Un déversoir d'orage doit donc assurer quatre fonctions principales : Laisser transiter le débit des eaux usées de temps sec sans surverse et sans trop faire chuter la vitesse de l'écoulement afin de limiter la décantation des matières en suspension présentes dans l'effluent.

- Laisser transiter les eaux usées et celles de petites pluies sans surverse jusqu'au débit de référence, c'est à dire le débit maximal admis à l'aval.
- Déverser le débit excédentaire de pluie (au-delà du débit de référence) sans mise en charge et décantation dans la conduite amont et sans surcharge excessive de débit dans le réseau à l'aval.
- Empêcher l'entrée d'eau en provenance du milieu naturel.

V.1.3. Différents type des déversoirs

On distingue différents types de déversoirs d'orage.

a) Déversoir à seuil latéral et conduite aval étranglée

Pour le calcul de cet ouvrage il faut que l'écoulement en amont soit fluvial. La présence d'un seuil élevé (marge de sécurité) conduit à la formation d'un ressaut dans la conduite d'amenée. Les vannes utilisées sur les conduites de décharges peuvent être manipulées en fonction du débit transité par le déversoir.

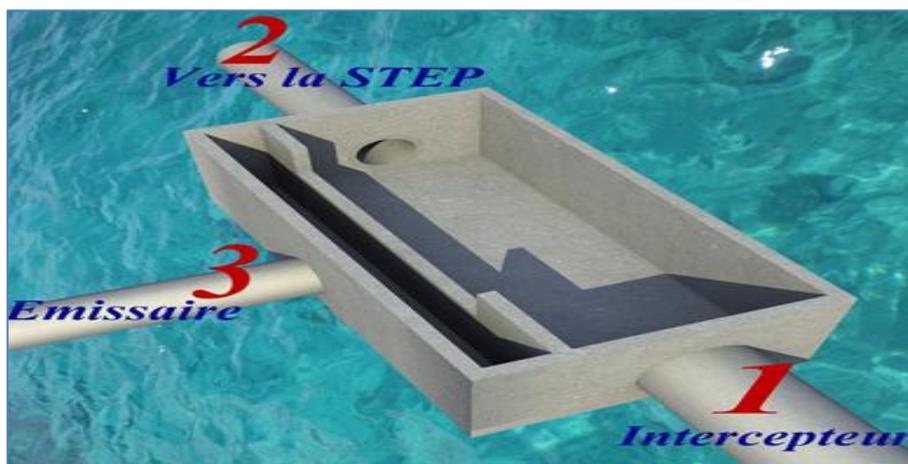


Figure V.2 : Déversoir d'orage à seuil latéral



Figure V.3 : Déversoir d'orage type latéral à double seuil

b) Déversoir a seuil latéral et conduite aval libre

Ce type de déversoir diffère du précédent essentiellement par le fait que la conduite aval à un écoulement libre, si pour le débit max. d'orage la charge sur la crête aval est nulle. Ce type de déversoir assurera un débit aval constant quel que soit le débit déverse.

c) Déversoir d'orage a ouverture de fond

Dans ce type d'ouvrage: le débit d'eau usée transite à travers une ouverture pratiquée dans le radier de la canalisation. On a d'autres types de déversoirs comme :

✧ Les déversoirs à seuil frontal

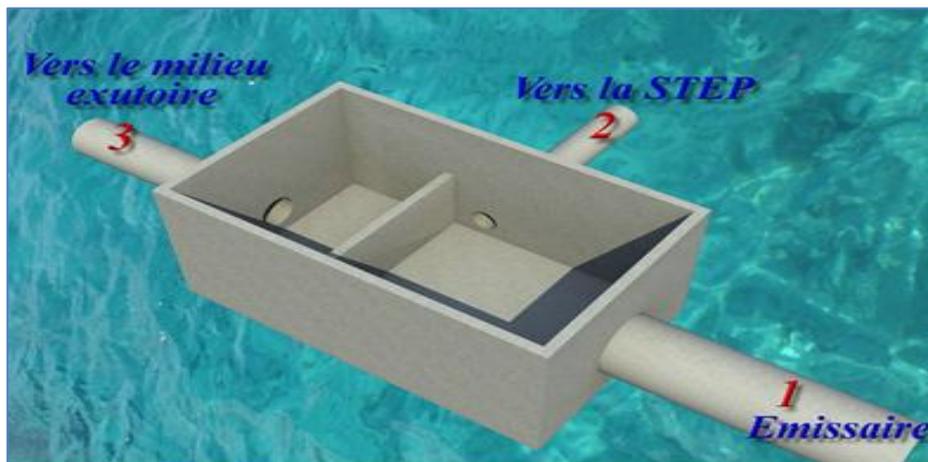


Figure V.4 : Déversoir d'orage type frontal

✧ Déversoirs type Escalier

Ce dernier a pour rôle les fonctions suivantes :

- ✓ Alléger la surcharge dans la partie basse de l'agglomération.
- ✓ Il est utilisé en cas de décharge de collecteur de part et d'autre, il est placé dans des endroits où il n'y a pas de charriage.
- ✓ Si le terrain est à forte pente, il est utilisé pour éviter la surcharge.



Figure V.5 : Déversoir d'orage type Escalier

✧ Déversoir By-pass

C'est un déversoir qui a pour rôle de partager le débit en deux directions et l'amélioration des propriétés hydrauliques dans les collecteurs aval.

V.1.4. Type de déversoir d'orage

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

Dans notre projet, on optera pour le déversoir d'orage à seuil latéral (voir figure V-2), car notre terrain est caractérisé par une faible pente par rapport à la position de l'exutoire, ce genre de déversoir d'orage présente une facilité d'entretien et d'exploitation.

V.1.5. Dimensionnement du déversoir d'orage

Pour notre cas nous optons pour la triple dilution, c'est à dire, le débit qui se dirige vers la station d'épuration par l'intermédiaire du déversoir d'orage est égal à trois fois le débit de temps sec. Le débit restant sera rejeté vers l'Oued par l'intermédiaire d'un émissaire.

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

- ✧ Le débit acheminé vers la station d'épuration correspond au débit de pointe en temps de pluie : $Q_{ptp} = 1944 \text{ m}^3/\text{h} = \mathbf{0,54 \text{ m}^3/\text{s}}$
- ✧ Le débit de pointe en temps sec est $Q_{pts} = 648 \text{ m}^3/\text{h} = \mathbf{0,18 \text{ m}^3/\text{s}}$
- ✧ Le débit pluvial $Q_{pl} = 2198,33 \text{ l/s} = 2,2 \text{ m}^3/\text{s}$ (selon la DHW de Tizi Ouzou)

Donc le collecteur principal va véhiculer à l'avant du déversoir d'orage un débit de l'ordre de:

$$Q_v = Q_{pts} + Q_{pl} \dots\dots\dots (V-1)$$

Avec:

- Q_v : Débit entrant ou véhiculé vers le déversoir d'orage (m^3/s).
- Q_{pl} : Débit pluvial (m^3/s).
- Q_{pts} : Débit de pointe en temps sec (m^3/s).

D'où: $Q_v = 0,18 + 2,2 = 2,38 \text{ m}^3/\text{s}$

$Q_v = 2,38 \text{ m}^3/\text{s}$

V.1.5.1. Calcul des paramètres hydraulique

a) A l'amont du déversoir

On calcule le diamètre du collecteur qui véhiculera le débit d'eau total à l'horizon 2025 :

$Q_v = 2,38 \text{ m}^3/\text{s}$; $I = 1 \%$.

➤ **D'après l'abaque de Bazin (annexe V-1 et V-2)**

- ✓ $D_e = 1200 \text{ mm}$ (diamètre à l'entrée du déversoir).
- ✓ $Q_{ps} = 2,67 \text{ m}^3/\text{s}$ (débit à pleine section).
- ✓ $V_{ps} = 2,41 \text{ m/s}$ (vitesse à pleine section).

Avec les paramètres hydrauliques :

- ✓ $r_Q = Q_v/Q_{ps} = 2,38/2,67 = 0,891$ (rapport des débits).
- ✓ $r_H = H_e/D_e = 0,72 \Rightarrow H_e = 0,72 * 1200 = 864 \text{ mm}$ (hauteur de remplissage).
- ✓ $r_V = V/V_{ps} = 1,12 \Rightarrow V = 1,12 * 2,41 = 2,7 \text{ m/s}$ (rapport des vitesses).

b) A l'aval du déversoir (vers la station)

- ✓ $Q_{ptp} = 0,54 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ $I = 0,9 \%$
- **D'après l'abaque de Bazin (annexe V-1 et V-2)**
- ✓ $D_s = 800 \text{ mm}$.
- ✓ $Q_{ps} = 0,86 \text{ m}^3/\text{s}$.

✓ $V_{ps} = 1,75 \text{ m/s}$.

Avec les paramètres hydrauliques :

- ✓ $r_Q = Q_{ptp} / Q_{ps} = 0,54/0,86 = 0,63$ (rapport des débits).
- ✓ $r_H = H_s / D_e = 0,58 \Rightarrow H_s = 0,58 * 800 = 464 \text{ mm}$ (hauteur de remplissage).
- ✓ $r_V = V / V_{ps} = 1,05 \Rightarrow V = 1,05 * 1,75 = 1,838 \text{ m/s}$ (rapport des vitesses).

V.1.5.2. Le débit déversé vers le milieu exutoire (Q_d)

$Q_d = Q_v - Q_{ptp} = 2,38 - 0,54 = 1,84 \text{ m}^3/\text{s}$

$Q_d = 1,84 \text{ m}^3/\text{s}$

V.1.5.3. Dimensionnement du déversoir d'orage

- ✓ La hauteur d'entrée $H_e = 864 \text{ mm}$
- ✓ La hauteur de sortie $H_s = 464 \text{ mm}$
- ✓ La lame d'eau déversée est donnée par :

$H_d = \frac{(H_e - H_s)}{2} \dots\dots\dots (V-2)$

Donc : $H_d = \frac{(864 - 464)}{2} = 200 \text{ mm}$

$H_d = 200 \text{ mm}$

V.1.5.4. La largeur du seuil déversant

On applique la formule de BAZIN :

$Q_{dev} = \frac{2}{3} * \mu * b * H_d (2g * H_d)^{0,5} \dots\dots\dots (V-3)$

Donc : $b = \frac{(3 * Q_d)}{2\mu * (2g)^{1/2} * H_d^{3/2}} \dots\dots\dots (V-4)$

Avec :

- ✓ μ : coefficient qui dépend de la forme du seuil et varie également suivant la hauteur de la lame d'eau déversée pour les crêtes minces $\mu = 0,37$.
- ✓ g : L'accélération de la pesanteur $g = 9,81 \text{ m/s}^2$.
- ✓ b : La longueur du déversoir (longueur de la lame déversante) exprimée en mètres.
- ✓ H_d : La hauteur de charge en moyenne au-dessus du seuil du déversoir.

Donc on aura :

$b = \frac{(3 * 1,84)}{2 * 0,37 * (2 * 9,81)^{1/2} * (0,2)^{3/2}} = 18,8 \text{ m}$

$b = 18,8 \text{ m}$

V.2. Relevage

La station de relevage est destinée au pompage des eaux usées domestiques et industrielles qui ne sont pas très agressives neutre ou faiblement alcaline pour palier a la faible pente et fournir aux eaux une énergie pour la bonne circulation dans les différents équipements de la station d'épuration. La station de relevage sera équipée de pompes à commande électrique.

V.2.1. Dimensionnement du puisard

Le puisard doit jouer non seulement le rôle d'accumulation, mais également le rôle de régulateur, du fait que le débit arrivant est variable, alors que le débit arrive au poste de relevage est constant il est équipé des pompes de refoulement vers le premier ouvrage de traitement.

Pour le dimensionnement du puisard on utilise le débit de pointe en temps de pluie à l'horizon 2025. Donc il faut calculer le volume de l'ouvrage :

Le puisard est de forme carré ;

$$V = \frac{Q_{ptp} * ts}{4} \dots\dots\dots (V-5)$$

Avec :

- ✓ Q_{ptp} : Débit total pompé.
- ✓ ts : temps de séjour ($ts = 10$ minutes)
- ✓ La hauteur du puisard ne doit pas dépasser 5m, ($2m \leq H \leq 5m$).

V.2.1.1. Calcul de volume

On applique la formule (V-5) qui est : $V = Q_{ptp} * ts / 4$

Avec : $Q_{ptp} = 1944 \text{ m}^3/\text{h}$.

On aura : $V = 1944 * 10 / 60 * 4 = 81 \text{ m}^3$

$V = 81 \text{ m}^3$

V.2.1.2. Calcul de la surface

$$S = V/H \dots\dots\dots (V-6)$$

On prend **H=4m**.

D'où $S = 81/4 = 20,25 \text{ m}^2$

$V = 20,25 \text{ m}^2$

V.2.1.3. Dimensions de puisard

On a opté pour un puisard de type carré de cote L

$$S_{\text{puisard}} = L^2 \dots\dots\dots (V-7)$$

On aura : $L = \sqrt{S} = \sqrt{20,25} = 4,5 \text{ m}$

$L = 4,5 \text{ m}$

V.2.2. La conduite de refoulement

D'après la formule de BONNIN :

$$D_{\text{éco}} = \sqrt{Q_p} \text{ (m)} \dots\dots\dots (V-8)$$

On a : $Q_p = 0,54 \text{ m}^3/\text{s} \implies D_{\text{éco}} = 0,7 \text{ m}$

$D = 700 \text{ mm}$

Donc le diamètre normalisé est :

La vitesse d'écoulement est :

$$V = \frac{4.Q}{\pi.D^2} \dots\dots\dots (V-9)$$

On trouve :

$V = 1,4 \text{ m / s}$

V.2.3. Calcul de la hauteur manométrique de la pompe

$$HMT = H_g + \Sigma h_{p \text{ lin}} + \Sigma h_{p \text{ sin}} + P_{exh} \dots\dots\dots (V-10)$$

Où H (m): pertes de charge totale dans la conduite sous pression ;

H_g(m) : différence des cotes (partie souterraine et surface);

ΔH=Σh_p lin + Σh_p sin : pertes de charge linéaire et singulière = 1,05 Σh_p lin

P_{exh} - pression a l'exhaure P_{exh}= (1 ; 1,5) m

Les pertes de charge en longueur feront :

Le refoulement se fera avec une conduite de **D= 700 mm** et d'une longueur de **65 m** vers les dégrilleurs.

$$H_g = h_2 - h_1 \dots\dots\dots (V-11)$$

$$H_g = 278,45 - 272,1 = \mathbf{6,35 \text{ m.}}$$

H_g=6,35 m

✧ H_g : Hauteur géométrique

✧ h₁ : cote au niveau de la bache de réception.

✧ h₂ : cote au niveau de l'ouvrage d'entrée (dégrilleur).

Nous avons choisi le PEHD (Polyéthylène à haute densité), comme matériau pour notre conduite car il présente une bonne caractéristique du point de vue dureté, étanchéité et résistance à la corrosion et faible rugosité

Tableau V.1 : Les valeurs de K, m et β

Tuyau	K	m	β
Acier	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Fonte	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Amiante ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,774	1,77

Dans notre projet on a opté pour le PEHD, donc on prend :

✧ K=0,001052 ;

✧ m=4,774 ;

✧ β=1,77.

L'expression de perte de charge s'écrit :

$$\Delta H = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \dots\dots\dots (V-12)$$

✓ K : coefficient de perte de charge (K=0,001051)

✓ Q : débit pompé qui est de 0,54 m³/s

✓ L : longueur de la conduite qui est de 85 m

✓ D : diamètre de la conduite 700 mm

✓ β : coefficient dépendant du régime d'écoulement

✓ β = 1,77 pour le régime turbulent rugueux.

✓ m : coefficient dépendant du type de matériau de la conduite (m=4,774)

Donc :

$$\Delta H = \frac{0,001051 * 85 * (0,54)^{1,77}}{(0,7)^{4,774}} = 0,16 \text{ m}$$

$\Delta H = 0,16 \text{ m}$

HMT = Hg + ΔH+ Pexh ⇒ HMT=6,35+0,16+1=7,51 m

$HMT = 7,51 \text{ m}$

V.2.4. Choix de la pompe

On utilise des pompes d’assainissement pour le relevage des eaux usées du puisard vers l’ouvrage d’entrée. Donc pour choisir le type de pompe on utilise le catalogue **KSB (logiciel KSB)**.

Tableau V.2 : Caractéristiques de la pompe choisie

Variante	N	Q _{cal} = Q _f /n (m ³ /h)	HMT (m)	Pompe choisie	η (%)	Nombre de tours (tr/min)	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	1	1944	7,51	Amarex KRT K 500- 540/6010XNG -D	79,9	580	49,7	2,72

Toutes les caractéristiques de la pompe et le moteur sont représentées sur la fiche technique. (Annexe V- 3).

Le nombre de pompe est de 2, (1+1) une qui fonctionne et une autre de secoure identiques.

V.3. Profil hydraulique

Le profil hydraulique consiste à calculer les différents niveaux d’eau le long de la chaîne de traitement, puis relier ces niveaux par une ligne appelée (ligne piézométrique).

Les Cotes moyennes du terrain naturel des zones d’implantation des ouvrages sont représentées sur le tableau ci –dessous :

Tableau V.3 : Cotes moyennes du terrain naturel d’implantation des différents ouvrages de la station.

Désignation des ouvrages	Côtes du terrain naturel (m)
Dégrilleur	278,45
Déssableur-déshuileur	277,4
Décanteur primaire	275
Bassin d’aération	272
Décanteur secondaire	271,23
Bassin de désinfection	270,17

V.3.1. Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages

Dans notre cas nous avons choisi le PEHD, comme matériau qui présente aussi une bonne caractéristique de point de vue dureté, étanchéité et résistance à la corrosion et faible rugosité.

L'expression de perte de charge est exprimée par la formule de DARCY WEISBACH :

$$\Delta H_T = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} = C_{pA} - C_{pB} \dots\dots\dots (V-13)$$

Avec :

- K : coefficient de perte de charge ;
- Q : débit en m³/s ;(Q=0,54 m³/s) ;
- L : longueur de la conduite ;
- D : diamètre de la conduite ;
- β : coefficient dépendant du régime d'écoulement ;
- m : coefficient dépendant du type de matériau de la conduite ;
- Cp_A : Côte du plan d'eau au point A ;
- Cp_B : Côte du plan d'eau au point B.

V.3.1.1. Diamètre

D'après la formule (V-12) le diamètre est donné par cette formule :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{pA} - C_{pB})}} \dots\dots\dots (V-14)$$

V.3.1.2. Longueurs des conduites

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

$$L_{eq} = 1,15 * L_{réelle} \dots\dots\dots (V-15)$$

Dans notre cas on a des distances faibles donc on néglige les pertes de charges singulières c'est à dire on prend les longueurs réelles.

Les longueurs sont représentées sur le tableau suivant

Tableau V.4 : Longueurs réelles des conduites entre les ouvrages de la STEP

Ouvrages	L réelle (m)
Dégrilleur -Déssableur-déshuileur	10,4
Déssableur-déshuileur - Décanteur I	26,75
Décanteur I - Bassin d'aération	25,45
Bassin d'aération - Décanteur II	29,2
Décanteur II - Bassin de désinfection	32,6

V.3.1.3. Calculs des cotes piézométriques des différents ouvrages

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

$$P_1/W + V_1^2/2g + Z_1 = P_2/W + V_2^2/2g + Z_2 + H_{1-2} \dots\dots\dots (V-16)$$

- P_1/W et P_2/W : énergies de pression dans les sections (1) et (2).
- $V_1/2g$ et $V_2/2g$: énergies cinétiques en (1) et (2).
- Z_2 et Z_1 : cotes des points (1) et (2).
- H_{1-2} : pertes de charges dans le tronçon (1-2).

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

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

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

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

$C_{p1} = H_1 + Z_1$: cote piézométrique au point (1).

$C_{p2} = H_2 + Z_2$: cote piézométrique au point (2).

$C_{p1}' = C_{p2} + H_{1-2}$ (V-17)

V.3.1.4. Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages et les cotes piézométriques

a) Conduite dégrilleur & déssableur-déshuileur (A-B)

On a :

- Côte du radier du dégrilleur (A) : 278,45 m ;
- Hauteur d'eau : 1 m
- D'où : $C_{pA} = 279,45$ m
- Côte du radier du déssableur-déshuileur (B) : 277 m ;
- Hauteur d'eau : 1,5 m
- D'où : $C_{pB} = 278,5$ m
- $L = 10,4$ m

Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{pA} - C_{pB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4,774]{\frac{0,001052 * 10,4 * (0,54)^{1,77}}{(279,45 - 278,5)}} = 0,31 m$$

$D_c = 310$ mm

\Rightarrow

$D_n = 400$ mm

Cote piézométrique

D'où on aura : $C_{pB}' = C_{pA}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow$

$C_{pB}' = 279,16$ m

b) Conduite déssableur-déshuileur & bassin de décantation (A-B)

- $C_{pA}' = 279,16$ m
- Côte du radier du bassin de décantation (B) : 274 m ;
- Hauteur d'eau : 3,75 m
- D'où : $C_{pB} = 277,75$ m
- $L = 26,75$ m

✚ Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4,774]{\frac{0,001052 * 26,75 * (0,54)^{1,77}}{(279,16 - 277,75)}} = 0,35 \text{ m}$$

$$D_c = 350 \text{ mm} \quad \Rightarrow$$

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

✚ Cote piézométrique

$$D' \text{ où on aura : } C_{PB}' = C_{PA}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \quad \Rightarrow$$

$$C_{PB}' = 278,41 \text{ m}$$

c) Conduite bassin décantation & aération (A-B)

- $C_{PA}' = 278,41 \text{ m}$
- Côte du radier du bassin d'aération (B) : 272 m ;
- Hauteur d'eau : 4 m
- D' où : $C_{PB} : 276 \text{ m}$
- $L = 25,45 \text{ m}$

✚ Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4,774]{\frac{0,001052 * 25,45 * (0,54)^{1,77}}{(278,41 - 276)}} = 0,31 \text{ m}$$

$$D_c = 310 \text{ mm} \quad \Rightarrow$$

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

✚ Cote piézométrique

$$D' \text{ où on aura : } C_{PB}' = C_{PA}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \quad \Rightarrow$$

$$C_{PB}' = 277,7 \text{ m}$$

d) Conduite d'aération & bassin de clarificateur (A-B)

- $C_{PA}' = 277,7 \text{ m}$
- Côte du radier du bassin de clarification (B) : 271 m ;
- Hauteur d'eau : 4 m
- D' où : $C_{PB} : 275 \text{ m}$
- $L = 29,2 \text{ m}$

✚ Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4,774]{\frac{0,001052 * 29,2 * (0,54)^{1,77}}{(277,7 - 275)}} = 0,31 \text{ m}$$

$$D_c = 310 \text{ mm} \quad \Rightarrow$$

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

✚ Cote piézométrique

$$D' \text{ où on aura : } C_{PB}' = C_{PA}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \quad \Rightarrow$$

$$C_{PB}' = 276,88 \text{ m}$$

e) Conduite clarificateur & bassin de désinfection (A-B)

- $C_{PA}' = 276,88$ m
- Côte du radier du bassin de désinfection (B) : 270 m ;
- Hauteur d'eau : 4 m
- D'où : $C_{PB} : 274$ m
- $L = 32,6$ m

 Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4,774]{\frac{0,001052 * 32,6 * (0,54)^{1,77}}{(276,88 - 274)}} = 0,31m$$

$D_c = 310$ mm

\Rightarrow

$D_n = 400$ mm

 Cote piézométrique

$$D'où \text{ on aura : } C_{PB}' = C_{PA}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow$$

$C_{PB}' = 275,97$ m

Les résultats obtenus sont résumés sur le tableau ci- dessous :

Tableau V.5 : Récapitulatif des différentes cotes des ouvrages de la STEP

Désignations	Cote du terrain (m)	Cote du radier (m)	Plan d'eau (m)	Cote piézométrique (m)
Dégrilleur	278,45	278,45	1	279,45
Déssableur-déshuileur	277,4	277	1,5	279,16
Décanteur primaire	275	274	3,75	278,41
Bassin d'aération	272	272	4	277,7
Décanteur secondaire	271,23	271	4	276,88
Bassin de désinfection	270,17	270	4	275,97

Chapitre VI

Traitement des boues



Introduction

Il n'existe aucun traitement d'épuration d'eau qui n'aboutisse à la production de résidus concentrés contenant les matières de pollution et les produits de transformation insolubles. Ces résidus appelés boues, ont diverses origines.

Il convient de les traiter d'une manière rationnelle, économique, sans pour autant conduire à d'autres nuisances.

Ce traitement consiste essentiellement en :

- Réduction de volume des boues par épaissement.
- Réduction de pouvoir fermentescible par stabilisation (aérobie ou anaérobie).
- Déshydratation.

VI.1. Dimensionnement des différents ouvrages de traitement des boues

ETUDE DE LA VARIANTE A MOYENNE CHARGE

VI.1.1. L'épaississement

L'épaississement constitue le premier stade d'une réduction importante du volume des boues issues des traitements biologiques ou physico-chimiques des effluents urbains est conçue pour séparer l'eau interstitielle de boues suivant le mode de séparation solide liquide.

a) L'épaississement par décantation

Le procédé d'épaississement des boues qui est le plus utilisé. Les boues décantent gravitairement et se rassemblent au fond de l'ouvrage ce qui entraîne une concentration supérieure à la concentration initiale. Les boues sont soutirées et envoyées vers l'étape suivante du traitement, tandis que l'eau surnageant est évacuée de l'ouvrage et renvoyée en tête de station.

L'avantage de ce type d'épaississement est sa simplicité avec une dépense d'énergie modérée. L'inconvénient majeur réside dans la surface et volume important des ouvrages d'épaississement, donc des investissements importants.

b) Dimensionnement de l'épaississeur

Il reçoit les boues issues du décanteur primaire et secondaire.

La production journalière des boues est de :

1) Boues issues du décanteur primaire

Boues primaires : $DX_p = DBO_{5e} + MESe$

$$DX_p = 1193,72 + 2155,51 = 3349,23 \text{ Kg/j}$$

$$DX_p = 3349,23 \text{ Kg/j}$$

2) Boues issues du décanteur secondaire

Boues secondaires $DX_s = 1410,46 \text{ Kg/j}$ (Représente les boues en excès)

3) la quantité totale journalière des boues

$$DX_t = DX_p + DX_s = 3349,23 + 1410,46 = 4759,69 \text{ Kg/j}$$

$$DX_t = 4759,69 \text{ Kg/j}$$

4) La concentration des boues

A l'entrée de l'épaississeur les boues fraîches ont les concentrations moyennes suivantes :

- Boues primaires : $(20 \div 30) \text{ g/l}$ [6]
- Boues secondaire : $(10 \div 30) \text{ g/l}$ [6]

5) Calcul du débit journalier reçu par l'épaississeur

Le débit journalier de boues entrant dans l'épaississeur correspond aux débits de boues issus des deux décanteurs.

❖ **Le débit arrivant du décanteur primaire**

$$Q_1 = \frac{DX_p}{S_1} = \frac{3349,23}{25} = 133,97 \text{ m}^3 / \text{j}$$

$$Q_1 = 133,97 \text{ m}^3 / \text{j}$$

Avec : **DX_p** : quantité issues du décanteur primaire
S₁ : concentration des boues.

On prendra **S₁ = 25g/l**

❖ **Le débit arrivant du décanteur secondaire**

$$Q_2 = \frac{DX_s}{S_2} = \frac{1410,46}{10} = 141,05 \text{ m}^3 / \text{j}$$

$$Q_2 = 141,05 \text{ m}^3 / \text{j}$$

Avec : **S₂**: concentration des boues.

On prendra **S₂ = 10 g/l**

❖ **Le débit total (Q_t)**

$$Q_t = Q_1 + Q_2 = 133,97 + 141,05 = 275,02 \text{ m}^3 / \text{j}$$

$$Q_{total} = 275,02 \text{ m}^3 / \text{j}$$

❖ **La concentration du mélange (S)**

$$S = \frac{DX_t}{Q_t} = \frac{4759,69}{275,02} = 17,31 \text{ Kg} / \text{m}^3$$

$$S = 17,31 \text{ Kg} / \text{m}^3$$

❖ **Le volume de l'épaisseur**

$$V = Q_t \cdot T_s = 275,02 \cdot 2 = 550,04 \text{ m}^3$$

$$V = 550,04 \text{ m}^3$$

T_s : temps de séjours = 2 j.

❖ **La surface horizontale**

Pour une profondeur de **H = 3 m**. On calcule :

$$Sh = \frac{V}{H} = \frac{550,04}{3} = 183,35 \text{ m}^2$$

$$Sh = 183,35 \text{ m}^2$$

❖ **Le diamètre**

Notre épaisseur a une forme circulaire de diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Sh}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 183,35}{3,14}} = 15,28 \text{ m} = 15,3 \text{ m}$$

$$D = 15,3 \text{ m}$$

❖ **Caractéristiques des boues épaissies**

La concentration des boues après épaississement par décantation est de l'ordre de 80 à 100 g/l. [6]

❖ **Calcul du débit des boues épaissies**

On prend **C_{be} = 85g /l**.

$$Q_d = \frac{DX_t}{85} = \frac{4759,69}{85} = 56 \text{ m}^3 / \text{j}$$

$$Q_d = 56 \text{ m}^3 / \text{j}$$

VI.1.2. Stabilisateur aérobie

Consiste à aérer la boue pendant une période prolongée qui provoque le développement de micro-organismes aérobies conduisant à leur propre auto oxydation avec digestion des boues. Le taux de réduction des matières organiques est fonction de :

- ✓ La durée de stabilisation ;
- ✓ La charge volumique appliquée au bassin de stabilisation ;
- ✓ De la température et de la nature de la boue.

Le but de la stabilisation est d'éliminer dans la phase de respiration endogène 45% de MVS contenues dans les boues.

L'oxygénation est assurée par des aérateurs de surface ou insufflation d'air pour maintenir une concentration d'oxygène au moins égale à 2mg / l.

a) La quantité de MVS contenue dans les boues

MES = 4547,5 kg/j

MM = 1364,25 kg/j

MVS=3183,25 kg/j

b) La quantité de MVS à la sortie du bassin de stabilisation

(MVS) sortie =MVS - 0,45*MVS=3183,25 - 0,45*3183,25= 1750,79 kg/j

MVS sortie = 1750,79 kg/j

c) Temps de séjour

L'élimination des MVS est souvent traduite par la relation suivante :

$$B_a = B_{a0} * 1^{K_s T} \dots\dots\dots (VI-1)$$

- ✧ B_{a0} : représente la quantité de MVS au temps initiale ;
- ✧ B_a : représente la quantité de MVS au temps t ;
- ✧ K_s : le taux d'élimination des MVS qui dépend de la boue, de la température et également des traitements précédant la digestion.

Les valeurs de K_s s'échelonnent entre 0,05 et 0,5, nous prenons **K_s=0,1**.

L'alimentation se faisant régulièrement une fois par jour et le mélange étant inégale, la fraction volatile de boues maintenues dans le bassin sera telle que :

$$B_a = B_{a0} * 1^{K_s T} = 0,95 B_{a0} \dots\dots\dots (VI-2)$$

Et la fraction volatile stabilisée sera :

(1-0,95).B_a = 45% de MVS stabilisé

Alors 0,1*B_a=0,45*1750,79=**787,86 kg** ⇒

B_a=7878,56 kg

L'extraction journalier est de 1750,79Kg MVS /J, l'âge des boues en stabilisation sera donc :

$$T = \frac{7878,56}{1750,79} = 4,5 \text{ jours}$$

T= 4,5 jours

d) Boues en excès dans le stabilisateur

Q_{exces} = MM+ (MVS)_{sortie} =1364,25+1750,79=**3115,04 kg** de boues / jour

Q_{exces} = 3115,04 kg de boues / jour

e) Dimensionnement du bassin de stabilisation

1. La masse de boue à maintenir dans le stabilisateur (M_b)

M_b=Q_{excés} * t =3115,04 * 4,5 = **14017,68 kg**

M_b= 14017,68 kg

Sachant que les boues épaissies peuvent atteindre des taux de concentration C_{be} de 80 à 100 g/l, on prend **C_{be} =85g/l**

2. Volume du bassin de stabilisation

$$V = \frac{M_b}{C_{be}} = \frac{14017,68}{85} = 164,91 m^3$$

$$V = 164,91 m^3$$

3. Surface horizontale

On prend la profondeur du bassin de stabilisation **H= 4m**

$$Sh = \frac{V}{H} = \frac{164,91}{4} = 41,23 m^2$$

$$Sh = 41,23 m^2$$

4. La largeur de bassin

Notre stabilisateur a une forme rectangulaire et la surface est donnée par : $Sh = L * l$

On a $L=2 * l$

$$l = \left(\frac{Sh}{2} \right)^{0,5} = \left(\frac{41,23}{2} \right)^{0,5} = 4,54 m$$

$$l = 4,54 m$$

5. La longueur de bassin

$$L=2 * l = 2 * 4,54 = 9,08 m$$

$$L = 9,08 m$$

6. Aération du bassin de stabilisation

La quantité d'air nécessaire s'effectuera à l'aide des aérateurs de surface **2 kg O₂ /kg MVS détruit**

- La masse des boues détruites par jour est de **1750,79 kg/j**

$$DO_2 = 2 * 1750,79 = 3501,58 \text{ kg O}_2/\text{j}$$

$$DO_2 = 3501,58 \text{ kg O}_2/\text{j}$$

VI.1.3. Lits de séchage

Le lit de séchage est composé d'une couche supérieure de sable de 10 cm (calibre 0,5 à 1,5 mm), et d'une couche intermédiaire de gravier fin (calibre 5 à 15 mm), et d'une couche inférieure de gros gravier (calibre 10 à 40 mm) reposant sur le bol imperméabilisé et soigneusement nivelé.

Des drains (en ciment ou en plastique) sont disposés, avec une légère pente, dans la couche de base. Les boues épandues liquides sur une épaisseur de 15 à 30 cm perdent d'abord une partie de leur eau (jusqu'à 80%) par drainage à travers le sable. Un séchage atmosphérique par évaporation se produit ensuite et termine la déshydratation des boues. [11]

Certaines conditions doivent être respectées :

- Il ne faut jamais admettre de boues liquides sur un lit contenant des boues déjà sèches car l'égouttage ne peut pas avoir lieu.

- L'enlèvement des boues déshydratées, se réalise le plus souvent manuellement et nécessite de ce fait, un personnel permanent.

- Un mauvais fonctionnement des lits de séchage se répercute sur l'ensemble de la station ; si les lits ne sèchent pas convenablement, il apparaît aussitôt un excès de boues au niveau du digesteur, du bassin d'aération ou du décanteur.

VI.1.3.1. Calcul des lits de séchage

Nous avons choisi les dimensions suivantes :

$$b = 8 m; \quad L = 20 m; \quad H = 0,4 m$$

a) Le volume de boues épandues sur chaque lit

$$V = b * L * H \dots\dots\dots (VI-3)$$

$$V = 64 m^3$$

Le séchage des boues se fera quotidiennement avec une période de latence correspondant à la période d'enlèvement des boues séchées et de nettoyage des lits.

❖ La quantité des boues à extraire quotidiennement

$$Q_f = (MVS)_{\text{sortie}} = 1750,79 \text{ kg/j.}$$

$$Q_f = 1750,79 \text{ kg/j}$$

La concentration des boues du stabilisateur varie entre 80 à 100 g/l. on la prend = 85 g/l.

D'où le volume journalier des boues à extraire est :

$$V_1 = \frac{1750,79}{85} = 20,6 \text{ m}^3 / \text{j}$$

$$V = 20,6 \text{ m}^3/\text{j}$$

b) Nombre de lits nécessaires à chaque épandage

$$N > \frac{V_1}{V} = \frac{20,6}{64} = 0,32 \text{ on prend } N=1$$

$$N = 1$$

c) Volume des boues épandues par lit et par an

Il est généralement admis que chaque lit sert 12 fois par an

$$V_2 = 12 * V = 12 * 64 = 768 \text{ m}^3$$

$$V_2 = 768 \text{ m}^3$$

d) Volume des boues à sécher par an

$$V_{ba} = V_1 * 365 = 20,6 * 365 = 7519 \text{ m}^3$$

$$V_{ba} = 7519 \text{ m}^3$$

e) Nombre de lits nécessaire

$$N > \frac{V_{ba}}{V_2} = \frac{7519}{768} = 10 \text{ lits}$$

$$N = 10 \text{ lits}$$

f) Surface nécessaire

$$\text{On a : } S = S_0 * N$$

$$\text{Avec : } S_0 ; \text{ c'est la surface du lit de séchage donc : } S_0 = L * b = 20 * 8 = 160 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S = 160 * 10 = 1600 \text{ m}^2.$$

$$S = 1600 \text{ m}^2$$

Calcul pour l'horizon 2040 (extension)

Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur, stabilisateur aérobique et le lit de séchage pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur, stabilisateur aérobique et le lit de séchage a moyenne charge (2025 et 2040)

Désignations	Unité	2025	2040
DIMENSIONNEMENT DE L'ÉPAISSISSEUR			
• Boues issues du décanteur primaire	kg/j	3349,23	1675,74
• Boues issues du décanteur secondaire	kg/j	1410,46	685,85
• la quantité totale journalière des boues	Kg/j	4759,69	2361,59
• Le débit total	m ³ /j	275,02	135,62
• La concentration du mélange :	Kg/m ³	17,31	17,41
• Débit des boues épaissies	m ³ /j	56	27,78
• Hauteur	m	3	3
• Surface horizontale	m ²	183,35	90,41
• Volume	m ³	550,04	271,24
• Diamètre	m	15,3	10,8

Suite de **tableau VI.1** résultats de dimensionnement de l'épaississeur, stabilisateur aérobie et le lit de séchage à moyenne charge (2025 et 2040).

STABILISATEUR AEROBIE				
<ul style="list-style-type: none"> La quantité de MVS contenue dans les boues 	MES	kg/j	4547,5	1942,9
	MM	kg/j	1364,25	582,87
	MVS	kg/j	3183,25	1360,03
<ul style="list-style-type: none"> La quantité de MVS à la sortie de la stabilisation : 		kg/j	1750,79	748,02
<ul style="list-style-type: none"> Temps de séjour 		j	4,5	4,5
<ul style="list-style-type: none"> Boues en excès dans le stabilisateur 		Kg /j	3115,04	1332,09
<ul style="list-style-type: none"> La masse de boue à maintenir dans le stabilisateur (Mb) 		kg	14017,68	5994,41
<ul style="list-style-type: none"> Hauteur 		m	4	4
<ul style="list-style-type: none"> Volume du bassin de stabilisation 		m ³	164,91	70,52
<ul style="list-style-type: none"> Surface horizontale 		m ²	41,23	17,63
<ul style="list-style-type: none"> La longueur de bassin 		m	9,08	5,94
<ul style="list-style-type: none"> La largeur de bassin 		m	4,54	2,97
<ul style="list-style-type: none"> Quantité d'air par jour Do₂ 		Kg o ₂ /j	3501,58	1496,26
LIT DE SECHAGE				
<ul style="list-style-type: none"> Le volume de boues épandues sur chaque lit 		m ³	64	64
<ul style="list-style-type: none"> la quantité des boues à extraire / j 		Kg/j	1750,79	748,02
<ul style="list-style-type: none"> Volume des boues épandues par lit et par an 		m ³	768	768
<ul style="list-style-type: none"> Volume des boues à sécher par an 		m ³	7519	3212
<ul style="list-style-type: none"> Nombre de lits nécessaire 		-	10	5
<ul style="list-style-type: none"> Surface nécessaire 		m ²	1600	800

ETUDE DE LA VARIANTE A FAIBLE CHARGE

VI.2. Traitement des boues

Les boues du traitement par boues activées à faible charge sont fortement minéralisées donc, il n'est pas nécessaire de les traiter dans le stabilisateur.

Après épaissement, les boues sont envoyées directement aux lits de séchage.

VI.2.1. Epaisseur

Il reçoit les boues issues du décanteur secondaire.

La production journalière des boues est de :

a) **Boues issues du décanteur secondaire**

Boues secondaires DXs = **2668,94 Kg/j** (Représente les boues en excès)

$$DXs = 2668,94 \text{ Kg/j}$$

a) **La concentration des boues**

A l'entrée de l'épaississeur les boues fraîches ont les concentrations moyennes suivantes :

- Boues secondaire : (10÷30) g/l

b) **Le débit arrivant du décanteur secondaire (débit total)**

$$Q_t = Q_2 = \frac{DXs}{S_2} = \frac{2668,94}{10} = 266,89 \text{ m}^3 / \text{j}$$

$$Q_t = Q_2 = 266,89 \text{ m}^3/\text{j}$$

On prendra S₂=**10 g/l**

c) **Le volume de l'épaississeur**

$$V = Q_t * T_s = 266,89 * 2 = 533,78 \text{ m}^3$$

$$V = 533,78 \text{ m}^3$$

T_s : temps de séjours = 2 j.

d) **La surface horizontale**

Pour une profondeur de H = 4 m. On calcule :

$$Sh = \frac{V}{H} = \frac{533,78}{4} = 133,45 \text{ m}^2$$

$$Sh = 133,45 \text{ m}^2$$

e) **Le diamètre**

Notre épaississeur a une forme circulaire de diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4 * Sh}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 133,45}{3,14}} = 12,04 \text{ m}$$

$$D = 12,04 \text{ m}$$

f) **Calcul du débit des boues épaissies**

La concentration des boues après épaississement par décantation est de l'ordre de 80 à 100 g/l. on prend : C_{be}= 85 g /l.

$$Q_d = \frac{DXt}{85} = \frac{2668,94}{85} = 31,4 \text{ m}^3 / \text{j}.$$

$$Q_d = 31,4 \text{ m}^3/\text{j}$$

VI.2.2. Lits de séchage

Nous avons choisi les dimensions suivantes :

$$b=8\text{m}; \quad L=20\text{m}; \quad H=0,4\text{m}$$

a) **Le volume de boues épandues sur chaque lit**

$$V = b * L * H$$

$$V = 64 \text{ m}^3$$

❖ **La quantité des boues à extraire quotidiennement**

La concentration des boues du stabilisateur varie entre 80 à 100 g/l. on la prend = 85 g/l.

D'où le volume journalier des boues à extraire est : V₁= **31,4 m³/j.**

b) **Nombre de lits nécessaires à chaque épandage**

$$N > \frac{V_1}{V} = \frac{31,4}{64} = 0,49 \text{ On prend } N=1$$

$$N = 1$$

c) **Volume des boues épandues par lit et par an**

Il est généralement admis que chaque lit sert 12 fois par an

$$V_2 = 12 * V_1 = 12 * 64 = 768 \text{ m}^3$$

$$V_2 = 768 \text{ m}^3$$

d) **Volume des boues à sécher par an**

$$V_{ba} = V_1 * 365 = 31,4 * 365 = 11461 \text{ m}^3$$

$$V_{ba} = 11461 \text{ m}^3$$

e) **Nombre de lits nécessaire**

$$N > \frac{V_{ba}}{V_2} = \frac{11461}{768} = 14,92 = 15 \text{ lits}$$

$N = 15 \text{ lits}$

f) **Surface nécessaire**

On a : $S = S_0 * N$

Avec : S_0 ; c'est la surface du lit de séchage donc : $S_0 = L * b = 20 * 8 = 160 \text{ m}^2$

D'où : $S = 160 * 15 = 2400 \text{ m}^2$.

$S = 2400 \text{ m}^2$

Calcul pour l'horizon 2040 (extension)

Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur, stabilisateur aérobie et le lit de séchage pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau VI.2 : Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur, stabilisateur aérobie et le lit de séchage a faible charge (2025 et 2040)

Désignations	Unité	2025	2040
DIMENSIONNEMENT DE L'ÉPAISSISSEUR			
• Boues issues du décanteur secondaire	kg/j	2668,94	1140,3
• Le débit total	m ³ /j	266,89	114,03
• Débit des boues épaissies	m ³ /j	31	13,42
• Hauteur	m	4	4
• Surface horizontal	m ²	133,45	57,02
• Volume	m ³	533,78	228,06
• Diamètre	m	13,1	8,6
LIT DE SÉCHAGE			
• Le volume de boues épandues sur chaque lit	m ³	64	64
• la quantité des boues à extraire / j	m ³ /j	31,5	13,42
• Volume des boues épandues par lit et par an	m ³	768	768
• Volume des boues à sécher par an	m ³	11461	4898,3
• Nombre de lits nécessaire	-	15	07
• Surface nécessaire	m ²	2400	1120

Et pour résumé notre travail sur le traitement des boues la figure ci-dessous représente la filière de traitement des boues d'épuration dans notre station ainsi que leurs destination finale.

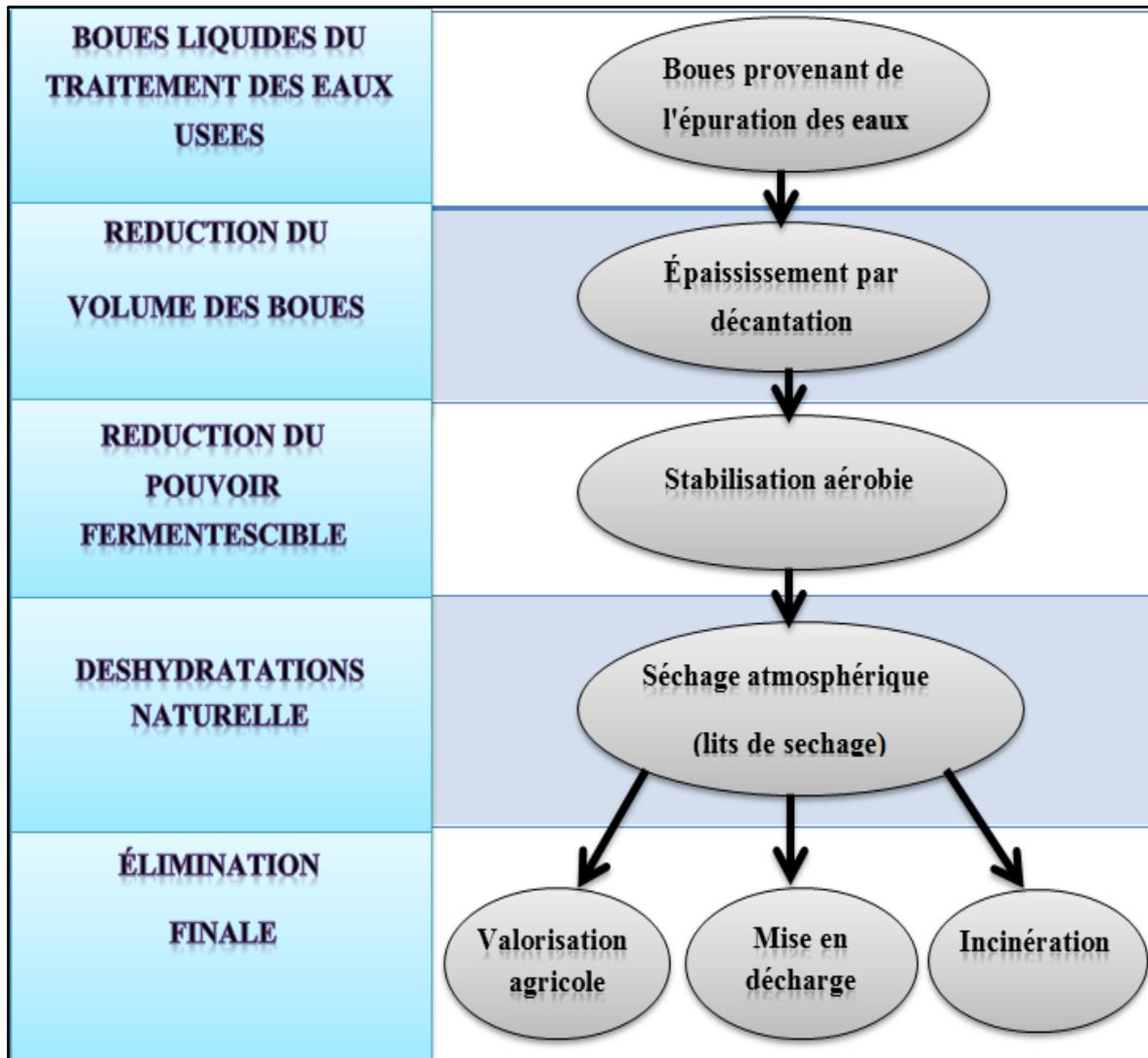


Figure VI.1 : Filière de traitement des boues d'épuration dans la station

Conclusion

Les stations d'épuration permettent donc de limiter la pollution de l'eau. En effet, à cause de la surpopulation urbaine, l'auto-épuration naturelle n'est pas suffisante à l'élimination des nombreux détritiques polluants. Il est donc indispensable de mettre en place des stations d'épuration qui vont, grâce à la succession de plusieurs traitements éliminer progressivement la quasi-totalité de la pollution et une réutilisation des eaux épurées et des boues d'épuration à des fins agricoles.

On peut affirmer que l'exigence de la qualité et de la fiabilité du traitement de l'eau se répercute directement sur la gestion des boues qui s'avère particulièrement onéreuse et doit être optimisée en tenant compte plus particulièrement des destinations finales possibles pour les boues.

Chapitre VII

Gestion et Exploitation de la station



Introduction

Le suivi des stations d'épuration qu'il soit effectué par l'exploitant (autocontrôle), ou par des organismes extérieurs de validation impose des installations et des équipements adaptés aux techniques de mesures.

Ils comprennent des dispositifs de mesures de débit et de prélèvement d'échantillons représentatifs pour les analyses de laboratoire.

Ce suivi s'applique à la file eau, la file boues, mais aussi aux réactifs utilisés dans le processus de traitement.

VII.1. Exploitation

Pour qu'une exploitation efficace et conforme aux prescriptions soit possible, les documents et moyens auxiliaires suivants concernant l'installation doivent être tenus à disposition:

- plans et description de l'installation livrée
- manuel d'utilisation remis par l'entreprise qui a fourni/fabriqué/planifié l'installation.
- instructions pour l'exploitation
- prescriptions sur la prévention des accidents
- plans d'alerte
- journal d'exploitation, rapports d'exploitation
- appareillages pour la maintenance, le nettoyage et le contrôle.

Tous les événements importants sont enregistrés dans les rapports d'exploitation. Ces derniers doivent être soigneusement conservés et être mis à disposition lors des contrôles. Les mesures et contrôles doivent être effectués selon les prescriptions de l'autorité cantonale de protection des eaux et les résultats consignés dans les rapports d'exploitation. Les eaux usées stockées ou épurées, les boues d'épuration et les résidus doivent être éliminés conformément aux prescriptions et exigences en vigueur.

Les matériaux provenant du dégrillage et du déshuilage doivent être éliminés avec les ordures ménagères.

VII.2. Les paramètres à mesurer et à contrôler dans la station

L'exploitant doit effectuer un certain nombre de mesures et contrôles entrant dans le cadre de l'exploitation et la gestion de la station, dont les principaux sont :

- ❖ Mesure de débit ;
- ❖ Mesure de pH et de la température.

La mesure de pH doit être faite à l'entrée de la station, afin de prendre toutes les dispositions nécessaires pour le déroulement des traitements sensibles à ce paramètre.

Pour maintenir la température optimum de bon fonctionnement de certains ouvrages de traitement (dégraisseur, bassin d'aération), la mesure de la température est très recommandée.

- ❖ Mesure de la demande chimique en oxygène (DCO)
- ❖ Mesure de la demande biologique en oxygène (DBO₅)
- ❖ Mesure de la quantité d'oxygène dissous
- ❖ Recherche des substances toxiques
- ❖ Mesure concernant les boues :

Pour obtenir un réglage adéquat de la station d'épuration, on doit jouer essentiellement sur :

- ✓ Le taux de recirculation des boues
- ✓ Le taux d'aération
- ✓ Le taux des boues en excès

Pour régler ces paramètres on aura besoin de savoir :

- ✧ La teneur en oxygène dans le bassin d'aération
- ✧ Le pourcentage de boues dans le bassin d'aération
- ✧ La teneur des MVS dans le bassin d'aération

En fonction des résultats de ces mesures, on fait varier le débit de recirculation, la durée d'aération et le débit de boues en excès jusqu'à savoir une valeur optimale de 4g MVS/l.

Si : - MVS > 4g/l on augmente le temps de recirculation et la durée d'aération.
- MVS < 4g/l on diminue le temps de recirculation et la durée d'aération.

- ❖ Temps de marche journalier des principales machines tournantes (pompes, aérateurs, filtres ou centrifugeuses...)

Remarque

Chaque contrôle journalier, doit toujours être fait à la même heure pour être représentatif.

VII.3. 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 où 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 :

VII.3.1. 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.

VII.3.2. Contrôles périodiques

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.

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 DBO₅ la DCO, les 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.
 - Mesure de la turbidité ;
 - Mesure de la teneur en oxygène dissous ;
 - Mesure de PH et température.

VII.4. Entretien des ouvrages**VII.4.1. 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 râtaux,
- 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.

VII.4.2. Désableur-déshuileur

Pour assurer l'entretien de ces derniers en procède comme suit :

- 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.
- faire fonctionner 24/24h le pont roulant et l'insufflation d'air.

VII.4.3. 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.

VII.4.4. Lits de séchage

L'entretien se fait :

- 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 et 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.

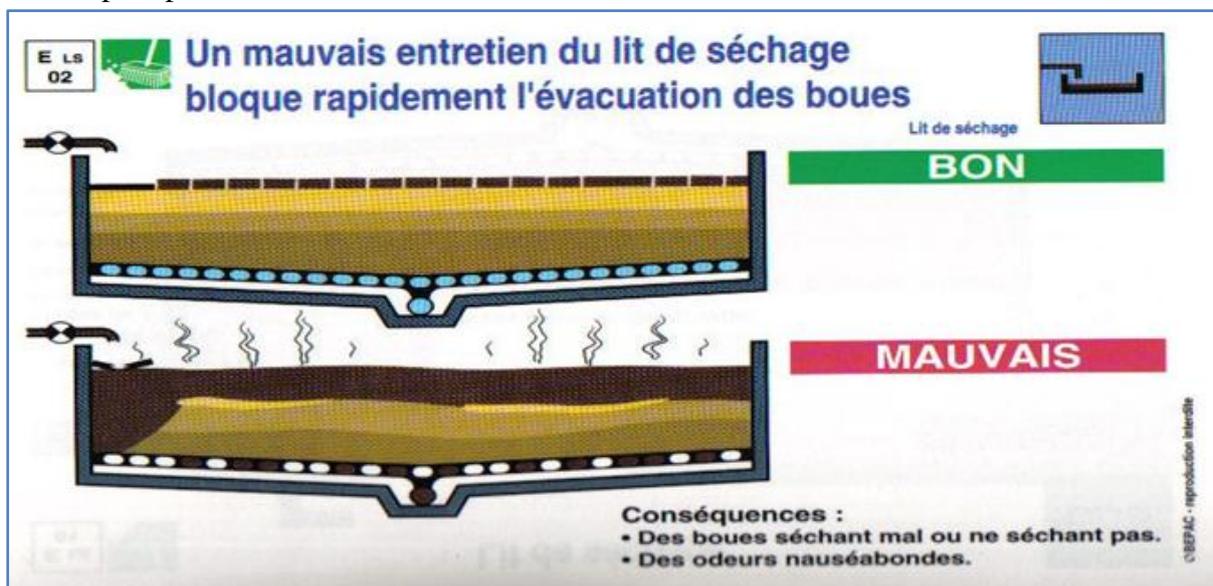


Figure VII.1 : Filière d'évacuation des boues des lits de séchage

VII.4.5. Bassin d'aération

Pour l'entretien de ce bassin il faut :

- Chaque jour contrôler et intervenir pour tous les équipements d'aération fonctionnent convenablement.
- Vérifier et entretenir les procédures automatiques de démarrage et d'arrêt des aérateurs.
- Noter les paramètres de fonctionnement (débit et oxygène).

- Mesurer et noter quotidiennement la charge en DBO entrante, indice de « Mohlman » et la concentration des boues dans le bassin.

VII.4.6. Clarificateur

Pour l'entretien du clarificateur il faut :

- Maintenir le clarificateur en état de propreté.
- Vérifier tous le six mois le bon fonctionnement des dispositifs d'isolation du clarificateur.
- Vérifier quotidiennement le bon fonctionnement des dispositifs de pompages des écumes.
- Analyser contractuellement l'eau après clarification (DBO, DCO, MES).
- Sauf vidange nécessaire par intervention, vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour le contrôle et entretien des structures immergées.

VII.4.7. Epaisseur

Pour l'entretien de l'épaississeur on doit :

- 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 sur versées et des boues épaissies.
- Relever les volumes des boues soutirées des épaississeurs.
- Vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôler les structures immergées

VII.5. Hygiène et sécurité dans le travail

VII.5.1. Risques liés au travail

Parmi les risques on citera :

- ✓ La pénétration d'un corps étranger dans l'œil ;
- ✓ La chute d'un objet sur le pied ;
- ✓ Les risques liés à l'électricité ;
- ✓ Les risques d'incendie ;
- ✓ Les risques mécaniques ;
- ✓ Les risques en laboratoire ;
- ✓ Les risques de chute dans les bassins.

VII.5.2. 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, CH₄ ;
- ✓ le sulfure d'hydrogène, H₂S ;
- ✓ le dioxyde de carbone CO₂ auxquels s'ajoutent des traces d'hydrogène et d'ammoniac.

La plupart de ces gaz sont inflammables et hautement toxiques.

VII.5.3. Disposition général

Les dispositifs généraux sont les suivants :

- Assurer la disponibilité et le bon ordre de tous les dispositifs de protection jugés nécessaire 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.
- La vidange des motoréducteurs est souvent délicate. Cette opération pratiquée régulièrement conditionne la durée de vie des appareillages. Il importe que l'accès au bouchon vidangeur soit simple pour permettre dans de bonnes conditions, la vérification du niveau d'huile par jaugeage et la récupération des huiles usagées.
- La circulation sur les passerelles d'accès aux ouvrages ne doit pas être entravée par des obstacles divers (conduites, ...). La passerelle sera suffisamment large pour que l'on puisse passer facilement autour des motoréducteurs. Le revêtement de sol sera rugueux et la passerelle équipée de plinthes et de rambardes en tout point. Des boutons d'arrêt d'urgence sont à installer à proximité de tous les ouvrages de surface. (Type coup de poing par exemple).

VII.6. Personnel exploitant

Le personnel exploitant est un paramètre très important dans la gestion d'une station d'épuration car il doit veiller à l'intégrité des installations et à leur entretien.

VII.6.1. Personnel nécessaire

L'équipe d'une station doit être composé de :

- ✓ Un chef de station qualifié (ayant ressue une formation spécialisé dans l'idéal).
- ✓ Un technicien (électricien/mécanicien).
- ✓ Un laborantin.
- ✓ Des ouvriers.
- ✓ Des gardiens.

VII.6.2. Formation et recyclage du personnel

La formation de base de l'agent d'exploitation devra s'orienter vers les métiers de mécanique et l'électromécanique, mais celui-ci devra faire preuve d'une grande ouverture d'esprit pour acquérir les connaissances complémentaire indispensable en chimie, biochimie et biologie.

Le personnel exploitant d'une station d'épuration reçoit une formation pluridisciplinaire qui doit lui permettre d'accomplir efficacement les taches qui lui incombe :

- ✓ Surveillance des eaux usées et traitées.
- ✓ Réglage des paramètres de fonctionnement de l'épuration primaire et biologique.

Le personnel exploitant doit être en mesure de rendre compte le plus clairement possible du fonctionnement de la station d'épuration.

Le personnel exploitant doit faire l'objet d'une mise à niveau périodique de ses connaissances afin de permettre une gestion et exploitation moderne et performante de station suivant les normes admissible.

VII.7. Equipements de laboratoire

VII.7.1. Matériel spécifique

VII.7.1.1. Mesure de la DBO

- ✓ DBO mètre ;
- ✓ Flacons en verre pour dilution, capacité 1000 ml ;
- ✓ Flacons d'incubation, capacité 150 ml ;
- ✓ Incubateur réfrigéré thermostaté - température de (- 5) à (+ 40°), capacité 150 l ;
- ✓ Paniers pour le rangement des flacons d'incubation ;
- ✓ Un jeu de réactifs spécifiques.

VII.7.1.2. Mesure de la DCO, des MES, de l'azote et du chlore libre

- ✓ Spectrophotomètre.
- ✓ Pour chaque type d'analyses précitées, un jeu de réactifs spécifiques ;

VII.7.2. Appareils spéciaux

- ✓ Etuve isotherme, capacité 90 litres, température réglable de 20 à 200 °C.
- ✓ Balance de précision, uni plateau, 160 g à 1/10ème de gramme, avec dispositif déprépesage ;
- ✓ pH mètre de laboratoire (1/10 pH) et un set de préparation de solution tampon ;
- ✓ pH mètre portatif ;
- ✓ Thermomètre ;
- ✓ Oxymètre portatif ;
- ✓ Conductivimètres - résistivimètre à lecture directe ;
- ✓ Réfrigérateur, capacité 240 litres ;
- ✓ Agitateurs magnétiques ;
- ✓ Plaques chauffantes ;
- ✓ Microscope, grossissement de 150 à 1500, et ses accessoires (Lames, lamelles et verres de montre) ;
- ✓ Oxymètre de laboratoire ;
- ✓ Centrifugeuse de laboratoire et Tubes à essais avec support.

VII.7.3. Verrerie et petit matériel

- Flacons de **WINKLER** en verre de chimie transparent d'une capacité de 150 à 300 ml avec embouchure étroite et bouchon en verre rodé
- Flacons en verre ordinaire blanc d'une capacité d'un litre, embouchure étroite avec bouchon en verre rodé ;
- Bouteilles en verre brun ordinaire avec bouchon, capacité 1000 ml ;
- Flacons compte-gouttes en verre de chimie transparent, capacité 100 ml ;
- Burettes en verre transparent, avec robinet droit, capacité 25 et 50 ml ;
- Pipettes jaugées, capacité 10, 20, 25 et 50 ml ;
- Erlenmeyers à col large de 250 et 500 ml ;
- Béchers, forme basse de 500 et 1000 ml ;
- Ballons jaugés avec bouchon, capacité 1000 ml ;
- Entonnoirs coniques ;
- Distillateur ;
- Pissettes pour eau distillée ;
- Cônes Imhof, capacité 1000 ml ;
- Spatules en inox ;
- Becs Bunsen avec support ;

- Pincés pour ballons ;
- Pincés pour burettes ;
- Trompes à eau, pour obtenir le vide ;
- Jeux de brosses de nettoyage de verrerie ;
- Paires de gants en caoutchouc ;
- Chronomètres ;
- Dessiccateurs ;
- Pompe à vide ;
- Pipettes graduées, capacité 1, 2, 5, 10, 25, 50 et 100 ml ;
- Etiquettes de laboratoire, rouleaux parafilm.

Conclusion

Gérer et exploiter une STEP reposent essentiellement sur deux (02) critères que l'exploitant doit impérativement respecter et appliquer rigoureusement :

- ✚ 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.
- ✚ L'hygiène et la sécurité dans le travail un paramètre important car il y va de la santé et même de la vie de l'ensemble du personnel de la station.

Conclusion générale

Le présent travail constitue une contribution à l'étude de la protection de la cuvette du barrage de Taksebt contre les eaux usées issues du sous bassin versant de Mechtras et également la protection de l'environnement d'une façon plus générale par le dimensionnement et la mise en place d'un systèmes d'épuration.

Il ressort de toutes les données recueillies, que notre zone d'étude:

- ✓ est dépourvue d'ouvrages de traitement des eaux usées ;
- ✓ La pollution existante est de type domestique.

Les résultats d'analyses effectuées en Décembre 2010 sur les rejets urbains, révèlent que les eaux usées de Mechtras et Assi youcef présentent un faible rapport DCO /DBO₅ =2,13.

On conclut que les eaux usées de notre zone d'étude présentent un caractère domestique biodégradable. Elles sont de ce fait aptes à être traitées biologiquement.

La collecte des eaux usées est une nécessité d'une part, pour assurer la salubrité des agglomérations urbaines et pour la protection des milieux naturels. Pour cela, la réalisation d'ouvrages de traitement reste un outil fondamental. Pour notre zone d'étude les rejets sont à grand débit, nous envisageons donc l'installation d'une station d'épuration.

Dans notre travail nous avons étudié deux variantes :

- ✚ A faible charge, car les charges polluantes enregistrées actuellement sont assez faibles vu l'absence de l'activité industrielle dans la région.
- ✚ A moyenne charge, si on tient compte du fait que la zone d'étude sera aménagée et bénéficiera d'une extension, qui va engendrer sans doute, des charges polluantes supplémentaires.

En prenant en considération les avantages et les inconvénients de chaque variante étudiée, sur la base des critères suivants :

- ✓ Niveau de la qualité exigée par l'effluent épuré : [DBO₅] = 30 mg/l ;
- ✓ La taille de l'agglomération étudiée ;
- ✓ La disponibilité de terrain.

Nous proposons une station d'épuration avec un traitement de type biologique par boues activées à moyenne charge qui est la plus répandu en Algérie.

La valorisation des boues et la réutilisation des eaux usées épurées en agriculture, auront sans doute des retombées socio-économiques non négligeables sur la région.

Il nous faut cependant souligner qu'une station d'épuration est durable par une bonne gestion et le suivi par des gens qualifiés.

Enfin nous souhaitons que ce modeste travail puisse contribuer à la finalisation et la réalisation du projet de la protection de la cuvette du barrage de Taksebt.

Références bibliographiques

- [1] : **SATIN Marc, SELMI Bechir, Bourrier REGIS**, guide technique de l'assainissement 2^{ème} édition, paris 1999.- p726- p680.
- [2] : Agence de l'eau, l'assainissement des agglomérations techniques d'épuration actuelles et évolution; édition Ministère de l'environnement, Avril 1994.
- [3] : **Abdelkader GAID** : épuration biologique des eaux usées urbaine, tome 2, office de publication universitaire, Alger, 1984, - p260-p261.
- [4] : **Office international de l'eau**.-conception / dimensionnement : Les prétraitements.- disponible sur : DFE/CNFME/L:\utilisât\JP\F07\Doc pédago\Les prétraitements.doc\05/04/2005
- [5] : **KOCH P., KOLLER E.** : Traitement des pollutions industrielles, eau, air, déchets, sols, boues, édition DUNOD Avril 2004.
- [6] : **DEGREMONT** : Mémento technique de l'eau, Tome I et II : Edition du cinquantenaire, Paris, 1989. - p785.
- [7] : **OLIVIER A., CATHRINE B.** : Filières d'épuration adoptées aux petites collectivités. Document techniques FNADE N°22. Edition Cemagraf, Antony, Octobre 1998.
- [8] : **Office international de l'eau**. Conception / dimensionnement : caractérisation des eaux usées.- disponible sur : DFE/CNFME/L:\utilisât\JP\F07\DOCPDA~1\Caractérisation des EU.doc\05/04/2005.
- [9] : **M.CARLIER**; Hydraulique générale et appliquée : Edition EYROLLS 1986. p534.
- [10] : **HADJRABAH Mansour** : thèse : Contribution à l'étude de traitabilité de la station d'épuration de Réghaia. Promoteur Mr M.NAKIB 2004/2005 (ENP).
- [11] : **PHILIPPE DUCHENE** : Les systèmes de traitement de boues des stations d'épuration des petites collectivités ; documentation technique FNDAE N°9.
- [12] **Claude CARDOT1999**.Techniques appliquées au traitement de l'eau; Edition: Ellipses, 1999.- p247.



ANNEXES

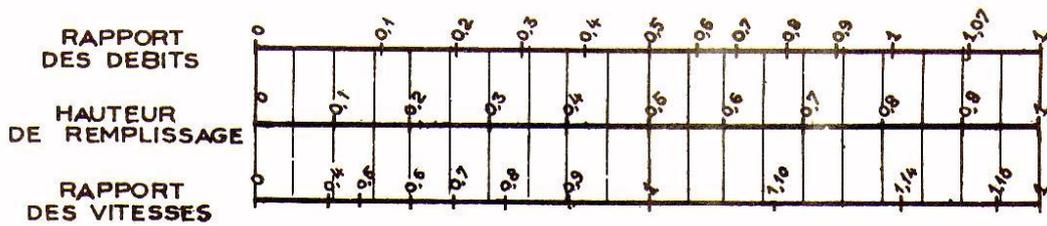
ANNEXE : V-1

ANNEXE X

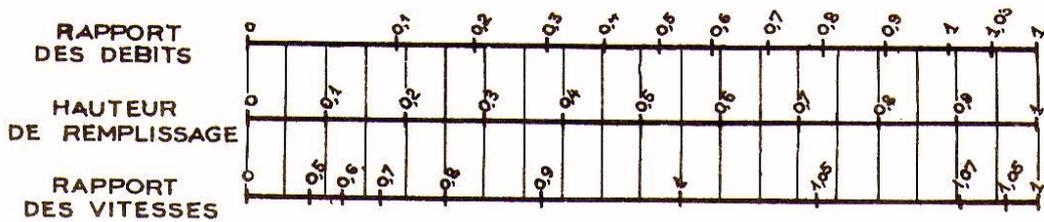
VARIATIONS DES DEBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



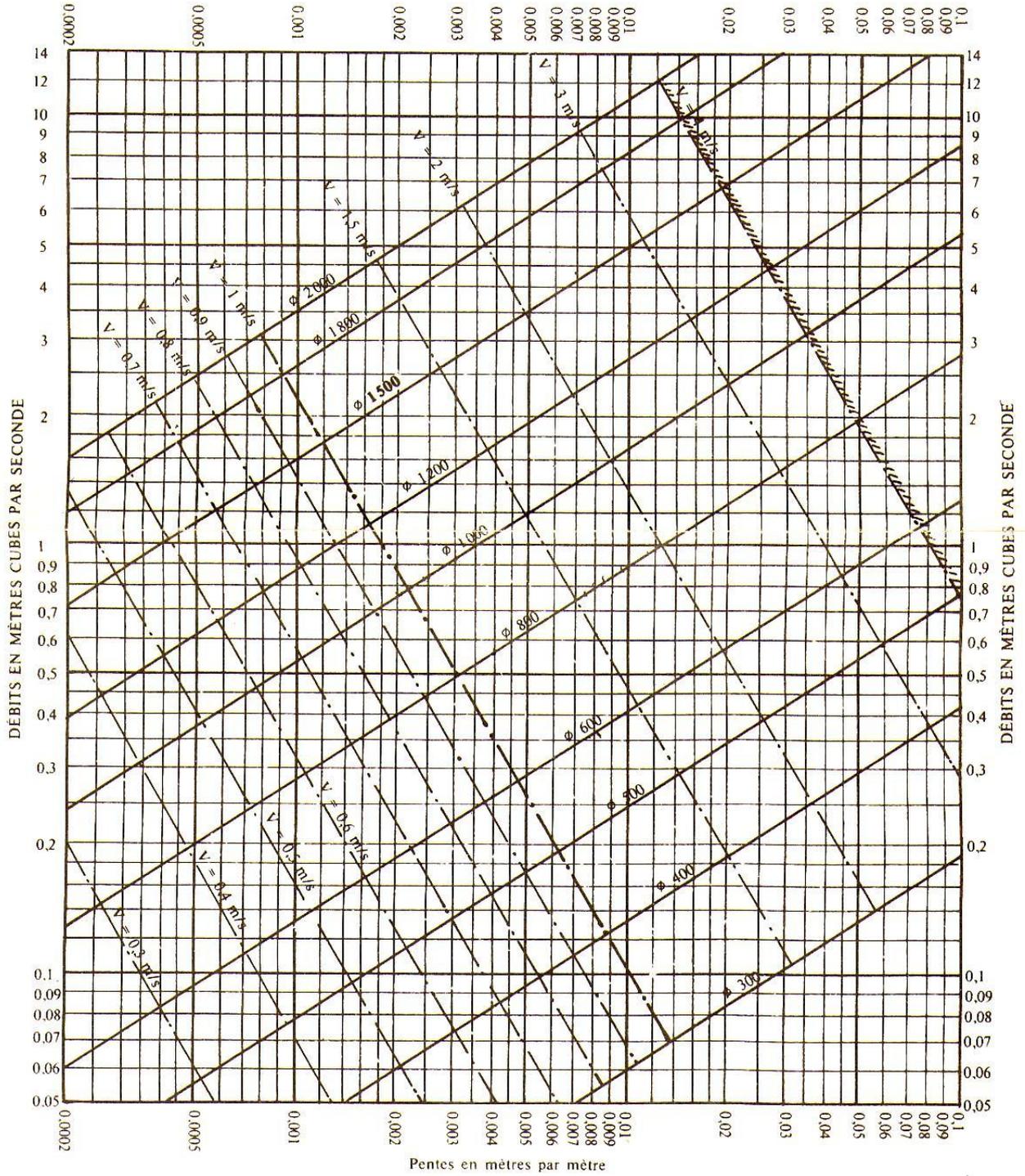
b) Ouvrages ovoïdes normalisés



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

ANNEXE : V-2

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



Projet
N° du projet
Pos.N°
Créé par

Station de relevage
01
CHAQUI SAID

Page 1 / 5
13/09/2012

Feuille de données

Type de pompes Amarex KRT K 500-540/6010XNG-D

Caractéristiques techniques

Débit	1940	m ³ /h	Fluide	
Hauteur mano.	7,51	m	Densité	0,99819 kg/dm ³
Vitesse de fonctionnement	580	1/min	Viscosité	1,0004 mm ² /s
Puissance absorbée	49,7	kW	Température	20 °C
Rendement	79,9	%		
NPSH requis de la pompe	2,72	m		
Hauteur manométrique H(Q=0)	12,8	m		
Plage d'utilisation	Hauteur mano.		Débit	
De	10,6	m	831	m ³ /h
A	2,29	m	3020	m ³ /h

Type de construction

Constructeur	KSB	Type de roue	Roues multicanales	
Type de construction	Pompe submersible		Fermé	
Gamme	Amarex KRT K -D	Diamètre de roue	556	mm
Taille	500-540		Maxi.	582 mm
Nombre d'étages	1		Min.	520 mm
Numéro de courbe	K41833/2	Passage libre		mm

Paliers	Paliers à roulement		
Nombre de paliers	3		
Lubrification	Lubrification à la graisse, renouvellement sans démontage		
Tubulure d'aspiration	Pression nom.	PN 10	
	Diamètre nom. de conduite	DN 500	
	Normalisé	EN 1092-2	
Tubulure de refoulement	Pression nom.	PN 10	
	Diamètre nom. de conduite	DN 500	
	Normalisé	EN 1092-2	

Tubulure d'aspiration : coude d'aspiration, tubulure de refoulement : pompe

Matériaux

Carter de pompe	Fonte grise EN-JL1040
Couvercle de pression	Fonte grise EN-JL1040
Roue	Fonte grise EN-JL1040
Arbre	Acier inoxydable EN-1.4021+QT800
Support de palier	Fonte grise EN-JL1040
Carter moteur	Fonte grise EN-JL1040
Vis, écrous	Acier inoxydable EN-1.4571 (A4)
Douille protection arbre	Acier inoxydable EN-1.4021+QT800
Bague à fente	Fonte grise EN-JL1030
Bague à bille	--
Anneaux toriques	Caoutchouc nitrile

Projet
N° du projet
Pos.N°
Créé par

Station de relevage
01
CHAQUI SAID



Page 2 / 5
13/09/2012

Feuille de données

Type de pompes

Amarex KRT K 500-540/6010XNG-D

Garniture d'arbre

Type	Double garniture mécanique d'étanchéité
Arrangement:	Tandem
Seal on medium side	with elastomer bellows
Garniture mécanique côté pompe	Carbure de silicium /carbure de silicium
Garniture mécanique côté palier	Carbone / carbure de silicium

Surveillance

Protection thermique du bobinage	Par interrupteur bimétal ou thermistances
Protection contre l'explosion	Par thermistances à coefficient positif de température (uniquement EEx)
Surveillance compartiment moteur	Par électrode conductrice anti-humidité
Surveillance chambre de fuite	Par interrupteur flottant
Surveillance température paliers	Par Thermomètre de résistance PT100

Enduit

Préparation	Sa 2 1/2 to ISO 8501-1 / ISO 12 944-4 DIN 55928, Part 4
Procédure par projection	Grenailage
Apprêt	Phosphate ou poussière de zinc
Epaisseur de la couche sèche	> 35 micromètres
Couche de finition	Résine d'époxy deux composants
Teneur en matières solides	> 82 %
Epaisseur de la couche sèche	> 150 micromètres
Coloris	Bleu ultra marine (RAL 5002 selon DIN 6174)

Installation

INSTALLATION

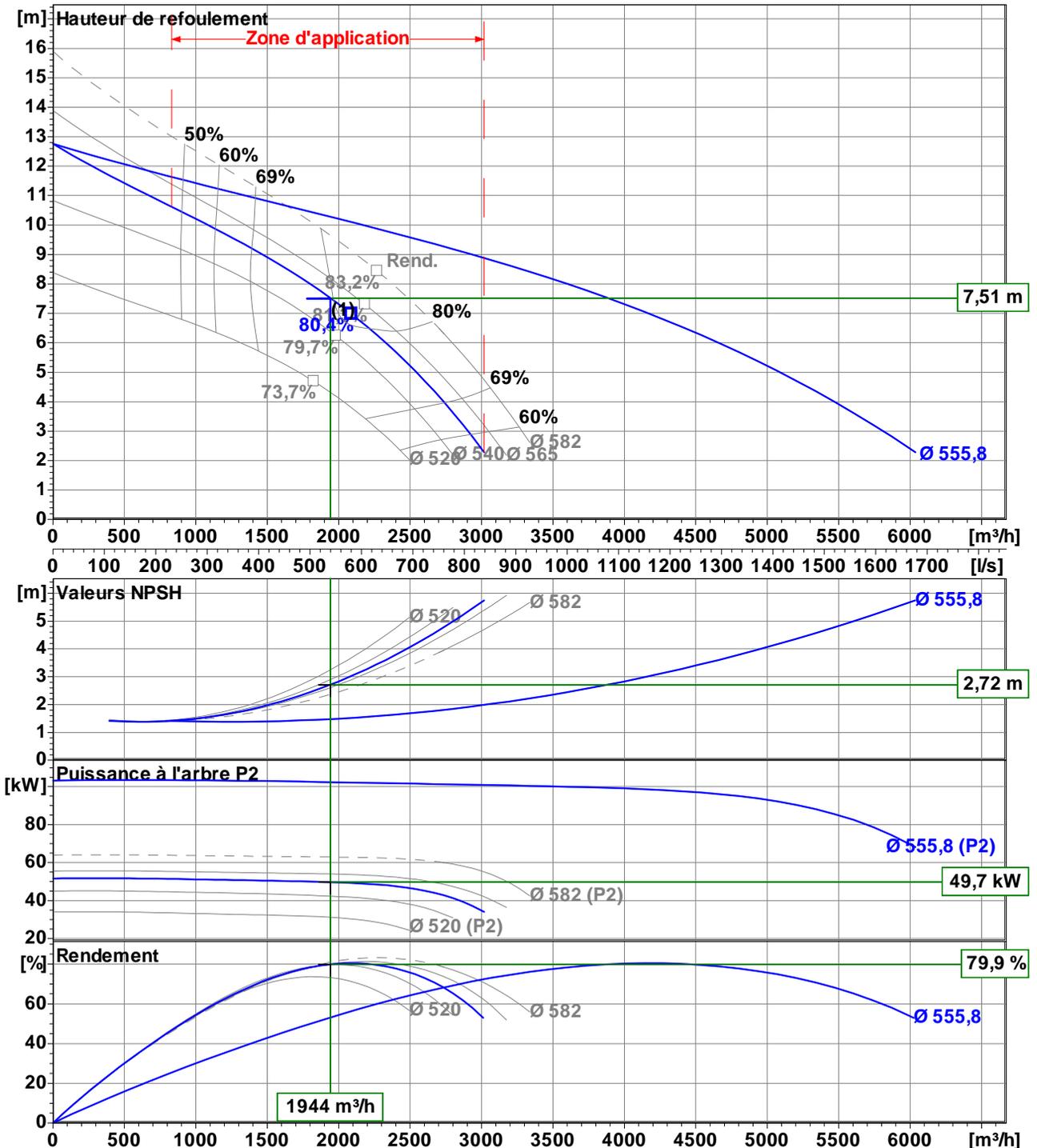
Type d'installation:	Installation verticale à sec Pour pompe immergée
Section nominale tubulures de pression:	DN 500
Bride selon:	EN 1092-2, PN 10
Pièces:	Rails de fondation, Eléments de fixation

COUDE D'ALIMENTATION

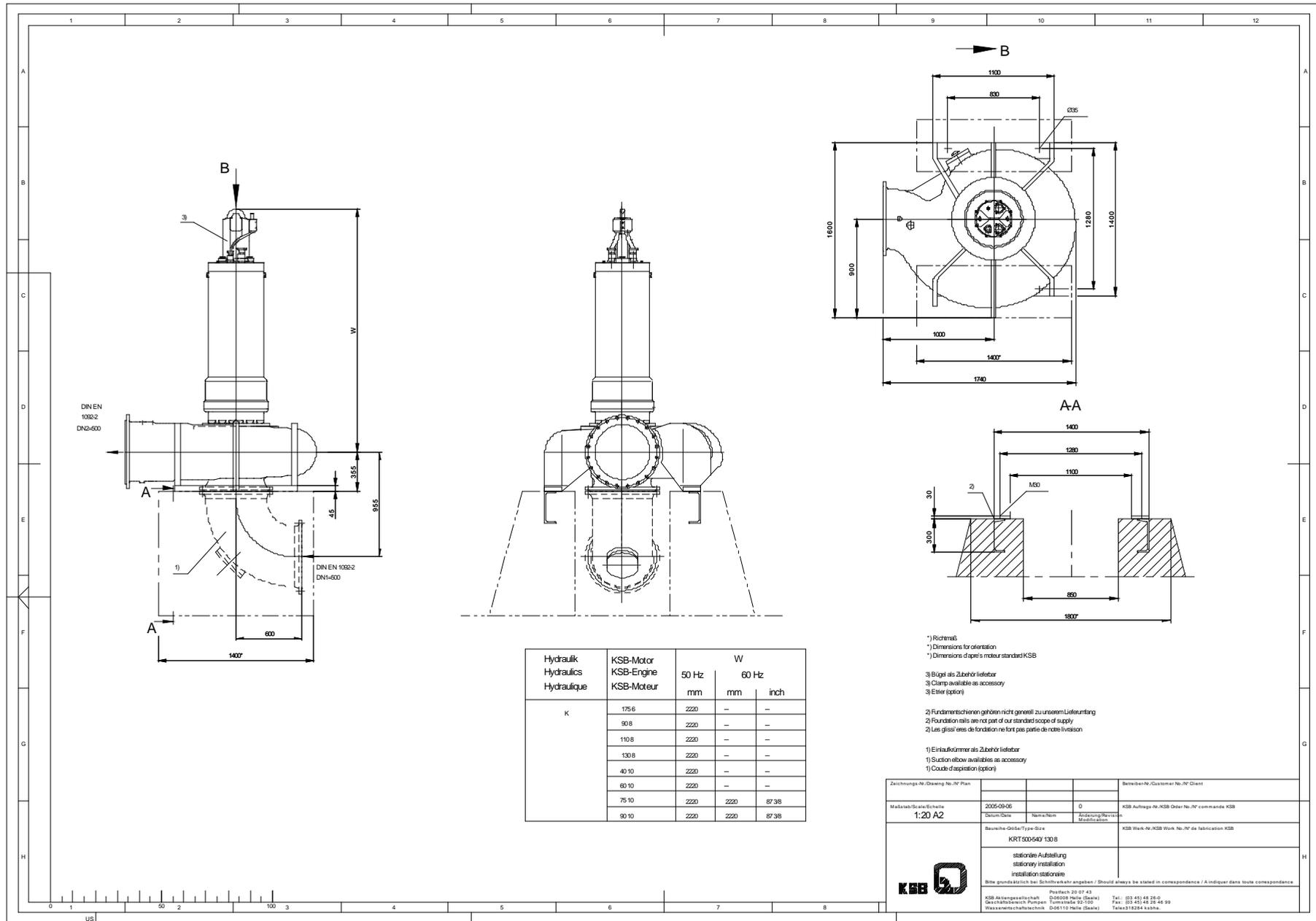
Section nominale:	DN 500
Bride selon:	EN 1092-2, PN 10
Ouverture minimum de nettoyage:	200 mm
Matériaux:	Fonte grise EN-JL1040

Courbe de performance

Type de pompes Amarex KRT K 500-540/6010XNG-D



Type de roue	Roues multicanales	Fermé	Numéro de courbe	641833/2
Passage libre		Densité	Fréquence	50 Hz
Diam. de roue	556 mm	Viscosité	Vitesse	580 1/min



- *1) Richtmaß
- *2) Dimension for orientation
- *3) Dimensions of pipe's motor standard KSB
- 3) Bügel als Zubehör lieferbar
- 3) Clamp available as accessory
- 3) Etier (option)
- 2) Fundamenttionen gehören nicht generell zu unserer Lieferung
- 2) Foundation calls are not part of our standard scope of supply
- 2) Les gliss/ens de fondation ne font pas partie de notre livraison

- 1) Einlaufkammer als Zubehör lieferbar
- 1) Suction elbow available as accessory
- 1) Coude d'aspiration (option)

Zeichnungs-Nr./Drawing No./N° Plan			Betreiber-Nr./Customer No./N° Client
Maßstab/Scale/Échelle 1:20 A2	2005-03-08 Edition/Date	0 Name/Nom	KSB Auftrags-Nr./KSB Order No./N° commande KSB
		3 Änderung/Revision/Modification	
	Bezeichnung/Name/Type/Size KRT 500-540/130 B		KSB Werk-Nr./KSB Work No./N° de fabrication KSB
	stationäre Ausführung stationary installation installation stationnaire		
Bitte grundsätzlich bei Schiffsverkehr angeben / Should always be stated in correspondence / A indiquer dans toute correspondance			
		Postfach 20 07 43 62600 Heide (Süd)	Tel.: 03 451 45 25-0
KSB Aktiengesellschaft Geschäftsbereich Pumpen		Telefon 03 45 25 46 99 Telefax 03 45 25 46 99	

Fiche technique - Données moteur

Type de moteur **6010XNG**

Constructeur moteur	KSB	Tension nominale	400	V
Exécution standard	-	Fréquence du réseau	50	Hz
Indice de protection	IP68	Puissance nominale P2	60	kW
Classe d'isolation	H	Intensité nominale	132	A
Température du réfrigérant	< / = 40 °C (104 °F)	Vitesse nominale	580	1/min
Mode de démarrage	Direct	Couple au démarrage	5	
Nr. démarrages/heure	10	Intensité de démarrage	660	A
		Tension maxi	420	V
		Tension mini	380	V
Carter moteur	Fonte grise EN-JL1040			
Protection antidéflagrante	ATEX II 2G, EEX dIIB T3			
Type de pompes	Amarex KRT K 500-540/6010XNG-D			

Charge	P1 kW	P2 kW	eta %	cos phi	I A
4/4	66,60	60,0	90,1	0,73	132,0
3/4	50,06	45,0	89,9	0,65	111,1
2/4	33,71	30,0	89	0,52	93,9
1/4	18,16	15,0	82,6	0,32	82,1

Câble d'alimentation	2 x S1BN8-F 4G25	Diamètre	26,80..28,80 mm
Câble de commande	1 x S1BN8-F 10G1.5	Diamètre	15,90..16,90 mm
Câble, enveloppe externe	Caoutchouc synthétique imperméable		
Long. Conduite	10 m		

