

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ASSAINISSEMENT

THEME :

**DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'EPURATION
DU POLE URBAIN D'OUED FALLI (W.TIZI OUZOU)**

PRESENTE PAR :

M^{elle} HARCHEB Lylia

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r KHODJET-KESBA Omar	Professeur	Président
M ^r HACHEMI Abdelkader	M.A.A.	Examineur
M ^{me} BERBACHE Sabah	M.A.A.	Examineur
M ^r DJELLAB Mohamed	M.C.B.	Examineur
M ^r AZZAZ Sofiane	Ingénieur(SEAAL)	Examineur
M ^{me} TAFAT Leila	M.A.A.	Promotrice

Septembre - 2014

ملخص

عملنا الحالي يتضمن إقامة محطة تطهير المياه التي ستتجز على مستوى القطب الحضري الجديد لواد فالي بولاية تيزي وزو, بهدف تجنب تلوث مجاري المياه الجوفية المجاورة و حماية الصحة العامة و إمكانية استعمال المياه المطهرة في الفلاحة.

مذكرتنا هذه تتضمن دراسة مفصلة لتجسيد المحطة بقدرة استيعاب متوسطة و قدرة استيعاب ضئيلة على مرحلتين:

- المرحلة الأولى معالجة المياه المستعملة في أفق 2023 ذات قدرة معالجة 112242 نسمة.
- المرحلة الثانية توسيع المحطة لضمان رفع قدرة إستيعاب المياه المستعملة إلى 323697 نسمة في أفق 2043.

Résumé

Notre présent travail consiste à réaliser une station d'épuration pour le nouveau pôle urbain d'Oued Falli (Wilaya Tizi-Ouzou) dans le but d'éviter la pollution des cours d'eaux et des nappes phréatiques avoisinantes, protéger la santé publique et pouvoir réutiliser 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, cette station sera réalisé en deux phases :

La première phase permettra de traiter la pollution de 112242 équivalent habitant à l'horizon 2023.

La deuxième phase (extension) correspond à une augmentation de la capacité initiale de la station pour atteindre 323679 équivalent habitant à l'horizon 2043.

Abstract

Our present work consists in carrying out a purification plant for the new urban pole of Wadi Falli (Tizi-Ouzou) with an aim of avoiding the pollution of the rivers and the neighboring ground water, and also protecting the public health and of being able to use this waste water purified in agriculture.

In this memory, we dimensioned the purification plant of waste water by activated sludge with average charges and with weak charges; this station will be carried out in two phases:

The first phase will permit treat the pollution of 112242 equivalent habitants in 2023 horizons.

The second phase consists of extension workshops for these latter correspond to an increase of the initial capacity of the station with 323697 equivalent habitants in 2043 horizons.

Table des matières

Introduction générale.....	01
----------------------------	----

Chapitre I : Origines et natures des eaux usées

Introduction	02
I.1.Origine et nature des eaux usées	02
I.1.1.Les eaux usées domestiques	02
I.1.2.Les eaux usées industrielles	02
I.1.3.Les eaux de ruissellement	02
I.1.4.Les eaux pluviales	03
I.1.5.Les eaux usées agricoles	03
I.1.6.les eaux du service public	03
I.1.7.Les eaux résiduaires artisanales	03
I.1.8.Les eaux parasites	03
I.2.Nature de la pollution	03
I.2.1.Pollution organique	04
I.2.2.Pollution microbiologique	04
I.2.3. Pollution minérale	04
I.2.4.Pollution toxique	04
I.3.les principaux paramètres de pollution	06
I.3.1. Les paramètres physiques	06
I.3.1.1.Température	06
I.3.1.2. Conductivité	06
I.3.1.3. La turbidité	06
I.3.1.4. Couleur et conductivité	07
I.3.1.5. Matières en suspension (MES).....	07
I.3.1.6. Matières volatiles en suspension (MVS).....	07
I.3.1.7. Matières minérales en suspension(MMS)	07
I.3.1.8. Matières décantables	08
I.3.1.9. Huiles et graisses	08
I.3.2.Les paramètres chimiques.....	08
I.3.2.1.PH.....	08
I.3.2.2.Demande biochimique en oxygène (DBO ₅)	09
I.3.2.3.Demande chimique en oxygène (DCO)	09
I.3.2.4.Coefficient de biodégradabilité (DCO/DBO ₅)	09
I.3.2.5.Le Carbone organique total (COT).....	10
I.3.2.6.Les nutriments.....	10
I.3.2.7.Matières oxydables (MO)	11
I.3.2.8.Métaux lourd.....	11
I.3.3.9.L'oxygène dissous.....	11
I.3.3.Les paramètres biologiques.....	11

I.3.3.Estimation des rejets d'eau usée	11
I.3.1.L'Equivalent Habitant	11
I.4.2.Charges polluantes	12
I.4.2.1.Charges en DBO5	12
I.4.2.2.Charges en MES.....	12
I.5.Les normes de rejet.....	12
Conclusion	13

Chapitre II : Procédé d'épuration par boues activées

Introduction	14
II.1.Généralités sur l'épuration par boues activées (cultures libres).....	14
II.2.L'aérateur biologique.....	15
II.2.1.Clasement des procédés par boues activées.....	15
II.2.2.Besoins en oxygène.....	17
II.2.3.Besoins en nutriments.....	17
II.2.4.L'indice de Mohlman	18
II.2.5.Effet de la température.....	18
II.2.6.Effet du pH	18
II.2.7.Effet de quelques toxiques.....	18
II.2.8.Choix du procédé d'épuration.....	18
II.2.8.1.Procédé à forte charge.....	18
II.2.8.2.Procédé à moyenne charge.....	19
II.2.8.3.Procédé à faible charge.....	19
II.2.9.Evaluation d'une culture bactérienne.....	19
II.2.10.Différents types d'épuration par boues activées.....	21
II.2.11.Consommation d'oxygène.....	22
II.3.Le décanteur secondaire (la clarification)	23
II.4.Le traitement tertiaire (la désinfection).....	24
Conclusion.....	24

Chapitre III : Traitement des boues

Introduction.....	25
III.1.Origine des boues résiduaires	25
III.1.1.Les boues primaires	25
III.1.2.Les boues physico-chimiques	25
III.1.3. Les boues secondaires	25
III.1.4. Les boues mixtes	25
III.1.5.Boues d'aération prolongée	26

III.2.Caractéristiques d'une boue.....	26
III.2.1.La siccité d'une boue.....	26
III.2.2.Le taux de Matières Volatiles Sèches	26
III.2.3.Consistance de la boue	26
III.3.Les principales méthodes de traitement des boues	27
III.3.1.Epaississement.....	27
III.3.1.1.Epaississement par gravitation.....	28
III.3.1.2.L'épaississement dynamique (flottation, égouttage, centrifugation).....	28
III.3.2.Stabilisation	28
III.3.2.1.Stabilisation aérobie.....	29
III.3.2.2.Stabilisation anaérobie.....	29
III.3.2.3.Stabilisation chimique	29
III.3.2.4.Stabilisation thermique	29
III.3.3.Déshydratation des boues	29
III.3.3.1.Déshydratations naturelle.....	30
III.3.3.2.Déshydratations mécanique.....	30
III.3.3.2.1.La filtration sous vide.....	31
III.3.3.2.2.Les filtres presses	31
III.3.3.2.3.Les filtres à bande	31
III.3.3.2.4.Centrifugation des boues.....	31
III.3.4.Les traitements d'hygiénisation	31
III.3.5.Stockage	32
III.4. Destination finale des boues	32
III.4.1.Valorisation agricole	32
III.4.2. Incinération	32
III.4.3.La mise en décharge contrôlée	32
Conclusion.....	33

Chapitre IV : Présentation de la zone d'étude

Introduction.....	34
IV.1.Situation géographique	34
IV.1.1.Zone d'implantation de la future station d'épuration.....	35
IV.2.Situation géologique	36
IV.2.1.La morphologie	36
IV.2.2.La lithologie de la zone d'étude	36
IV.2.3.Géologie de la zone d'implantation de la station d'épuration	37
IV.3.Situation hydrographique.....	38
IV.4.Situation climatique	38
IV.4.1Pluviométrie.....	39
IV.4.2.Température.....	41
IV.4.3.Vent	42
IV.4.4.Ensoleillement.....	43
IV.4.5.Gel	43

IV.4.6.Neige.....	44
IV.5.Situation hydraulique.....	44
IV.5.1.Alimentation en eau potable	44
IV.5.2. Le réseau d’assainissement de la zone d’étude.....	45
IV.5.2.1. Lotissement sud ouest	45
IV.5.2.2. Lotissement Louggar	45
IV.5.2.3. Lotissement Anar Amellal	45
IV.5.2.4.La zone Oued Falli	45
IV.5.3.Points de rejets principaux	46
IV.6.Situation démographique.....	47
IV.7.Analyse des eaux usées	49
IV.7.1.Prélèvement et échantillonnage.....	49
IV.7.1.1.Prélèvement effectué à Oued Falli.....	49
IV.7.1.2.Prélèvement effectué à l’entrée de la station de Boukhalfa.....	51
IV.7.2.Paramètres de pollution a l’entrée de la futur STEP d’Oued Falli.....	52
Conclusion.....	53

Chapitre V : Dimensionnement de la station d’épuration

Introduction	54
V.1.Calculs de base pour le dimensionnement	54
V.1.1.Estimation des débits	54
V.1.2.Evaluation des rejets Horizon 2023.....	55
V.1.3. Evaluation des charges polluantes	56
V.1.3.1.L’équivalent-habitant.....	57
V.1.3.2.La charge moyenne journalière en DBO ₅	58
V.1.3.3.La charge en MES	58
V.2. Dimensionnement des ouvrages de la Station d’épuration	59
V.2.1.Prétraitements	60
V.2.1.1.Dégrillage	60
V.2.1.2.Dessablage – Déshuilage.....	64
V.2.2.Le traitement primaire (décantation primaire).....	67
V.2.2.1.Dimensionnement de décanteur primaire.....	67
V.2.3. Traitement biologique.....	70
Etude de la variante à moyenne charge	
V.2.3.1.Dimensionnement du bassin d’aération.....	70
V.2.3.2.Concentration de l’effluent en DBO ₅	71
V.2.3.3.La charge polluante à la sortie	71
V.2.3.4.La charge polluante éliminée Le.....	72
V.2.3.5.Le rendement de l’épuration.....	72
V.2.3.6.Besoins théoriques en oxygène.....	72
V.2.3.7.Besoin réel en pointe en oxygène.....	73
V.2.3.8.Calcul des caractéristiques de l’aérateur.....	73

V.2.3.8. Bilan de boues	74
V.2.3.9. Calcul du clarificateur (décanteur secondaire).....	76
V.2.4. Traitement tertiaire (désinfection)	79
V.2.4.1. Dose du chlore à injecter.....	79
V.2.4.2. La dose journalière en chlore.....	79
V.2.4.3. Calcul de la quantité de l'eau javel.....	79
V.2.4.4. La quantité d'hypochlorite de sodium nécessaire.....	79
V.2.4.5. La quantité annuelle d'hypochlorite de sodium.....	80
V.2.4.6. Dimensionnement du bassin de désinfection	80
V.2.5. Traitement des boues	83
V.2.5.1. Epaissement	83
V.2.5.2. Stabilisation.....	83
V.2.5.3. Déshydratation.....	83
Etude de la variante à faible charge	
V.3. Dimensionnement du bassin d'aération	87
V.3.1. Le volume du bassin	88
V.3.2. La hauteur du bassin	88
V.3.3. Surface horizontale du bassin.....	88
V.3.4. Calcul des dimensions du bassin.....	88
V.3.5. La masse de boues dans le bassin.....	88
V.3.6. Concentration de boues dans le bassin.....	88
V.3.7. Calcul du temps de séjour	88
V.4. Concentration de l'effluent en DBO ₅ (S ₀).....	89
V.4.1. La charge polluante à la sortie (Sf= 30mg/l)	89
V.4.2. La charge polluante éliminée Le.....	89
V.4.3. Le rendement de l'épuration.....	89
V.5. Besoins théoriques en oxygène.....	89
V.6. Besoin réel en pointe en oxygène.....	90
V.7. Calcul des caractéristiques de l'aérateur.....	90
V.8. Bilan de boues	90
V.9. Calcul du clarificateur (décanteur secondaire).....	92
V.10. Traitement tertiaire (désinfection)	95
V.11. Traitement des boues	95
V.11.1. Dimensionnement.....	95
Conclusion	97

Chapitre VI : Calcul hydraulique de la station d'épuration

Introduction	98
VI.1. Déversoir d'orage	98
VI.1.1. Type de déversoir d'orage.....	98
VI.1.2. Dimensionnement du déversoir d'orage.....	99
VI.1.2.1. A l'amont du déversoir	99

VI.1.2.2.A l'aval du déversoir (vers la station).....	100
VI.1.2.3. Le débit déversé vers le milieu exutoire (Q_d).....	100
VI.1.2.4.Dimensionnement du déversoir d'orage.....	100
VI.1.2.5.La largeur du seuil déversant	100
VI.2.Relevage	101
VI.2.1.Dimensionnement du puisard	101
VI.2.1.1.Volume.....	101
VI.2.1.2.Surface	101
VI.2.1.3.Largeur.....	101
VI.2.2.La conduite de refoulement	101
VI.2.3.Calcul de la hauteur manométrique de la pompe	102
VI.2.4. Choix de la pompe.....	103
VI.3.Profil hydraulique	103
VI.3.1. Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages	104
VI.3.1.1. Diamètre	104
VI.3.1.2.Longueurs des conduites	104
VI.3.1.3.Calculs des cotes piézométriques des différents ouvrages	105
VI.3.1.4.Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages et les cotes piézométriques.....	106
VI.3.1.4.1.Conduite dégrilleur -désableur (A-B).....	106
VI.3.1.4.2.Conduite désableur - bassin de décantation (A-B)	106
VI.3.1.4.3.Conduite bassin décantation - aération (A-B)	107
VI.3.1.4.4.Conduite d'aération -bassin de clarificateur (A-B).....	107
VI.3.1.4.5.Conduite clarificateur -bassin de désinfection (A-B)	108

Chapitre VII : Gestion et exploitation de la station

Introduction	109
VII.1. Exploitation.....	109
VII.2.Les paramètres à mesurer et à contrôler dans la station	109
VII.3.Contrôle de fonctionnement.....	110
VII.3.1.Contrôle journalier	110
VII.3.2.Contrôles périodiques	110
VII.4.Entretien des ouvrages	111
VII.4.1. Les pré-traitements.....	111
VII.4.1.1. Le dégrilleur	111
VII.4.1.2. Désableur-déshuileur	111
VII.4.2.Le traitement primaire.....	111
VII.4.3.Bassin d'aération	112
VII.4.4.Clarification	112
VII.4.5.Désinfection des eaux épurées	112
VII.4.6.Epaississeur	112
VII.4.7.Lits de séchage	113
VII.5.Hygiène et sécurité dans le travail.....	113

Conclusion	113
Conclusion Générale	113

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Classification des pollutions.....	05
Tableau I.2 : Minéralisation de l'eau en fonction de la conductivité	06
Tableau I.3 : Le mode de traitement en fonction du rapport (DCO/DBO ₅).....	10
Tableau I.4 : Les normes de rejet.....	13
Tableau II.1: Classement des procédés par boues activées.....	17
Tableau II.2: Avantages et inconvénients des différents procédés	19
Tableau III.1:Le pourcentage de siccité pour chaque état physique des boues.....	27
Tableau III.2:Opération du traitement des boues.....	27
Tableau III.3:Seuil de référence pour la teneur en micro-organismes pathogènes.....	31
Tableau IV.1 : Série pluviométrique (1979-1980 à2009-2010).....	40
Tableau IV.2 : Pluviométrie moyenne mensuelle et interannuelle (mm) pendant la période 1979-1980 à 2009-2010.....	41
Tableau IV.3 : Températures mensuelles moyennes, maximales et minimales durant la période 1990-2006.....	43
Tableau IV.4 : Vitesse du vent mensuelle moyenne et maximale durant la période 1990-2006	
Tableau IV.5 : Ensoleillement mensuel moyen (heures) pendant la période 1991-1992 à 2005-2006.....	43
Tableau IV.6 : Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de gelée pendant la période 1990-2006.....	44
Tableau IV.7:Valeurs moyennes mensuelles de nombre de jours de neige pendant la période 1990-2006.	44
Tableau IV.8:Evolution de la population raccordé à la STEP pour différent horizon	48
Tableau IV.9:Les résultats d'analyse des eaux usées d'Oued Falli.....	49
Tableau IV.10:Taux de MVS en fonction du rapport MES/ DBO ₅	51
Tableau IV.11:Les résultats d'analyse des eaux usées de la STEP de Boukhalfa	51
Tableau IV.12:Les paramètres de pollutions à k'entrée de la nouvelle STEP d'Oued Falli...	53
Tableau V.1:Consommation en eau pour les secteurs domestiques et équipement pour les deux horizons.....	55
Tableau V.2:Les valeurs des charges polluantes pour les divers types de réseau.....	57
Tableau V.3:Les bases de dimensionnement des ouvrages dépuracion de la station pour les deux horizons.....	59
Tableau V.4:Espacement et épaisseur des barreaux	60
Tableau V.5:Les valeurs de β' en fonction de la forme des barreaux.....	62
Tableau V.6:Les résultats de dimensionnement de dégrilleur pour les deux horizons.....	63
Tableau V.7:Dimensionnement du Dessableur-déshuileur.....	67
Tableau V.8:Les valeurs de la vitesse limite en fonction de Q_{moyh}	68
Tableau V.9:Dimension du décanteur primaire pour les deux horizons.....	70
Tableau V.10:Résultats de calcul de l'aérateur pour les deux horizons.....	78
Tableau V.11:Résultats de dimensionnement du bassin de désinfection pour les deux horizons.....	81

Tableau V.12:Les résultats de dimensionnement de l'épaisseur, stabilisateur aérobie et le lit de séchage (2023 et 2043).....	86
Tableau V.13 : Résultats de calcul d'aérateur et le décanteur secondaire pour les deux horizons.....	93
Tableau V.14:Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur et le lit de séchage (2023 et 2043).....	97
Tableau VI.1:Les valeurs de K, m et β	102
Tableau VI.2: Cotes moyennes du terrain naturel d'implantation des différents ouvrages de la station.....	104
Tableau VI.3:Longueur réelles et équivalentes des conduites entre les ouvrages de la STEP.....	105
Tableau VII.4: Récapitulatif des différentes cotes des ouvrages de la STEP.....	108

Listes des figures

Figure II.1 : Principe de fonctionnement d'une station par boues activées.....	15
Figure II.2 : Schéma de fonctionnement du bassin d'aération.....	15
Figure II.3: Développement d'une culture bactérienne.....	20
Figure II.4 : Clarificateur	24
Figure IV.1 : Plan de situation de la zone d'Oued Falli (source Google Earth).....	35
Figure IV.2 : Zone d'implantation de la nouvelle station d'épuration Oued Falli.....	35
Figure IV.3 : Histogramme de la précipitation moyenne mensuelle.....	41
Figure IV.4 : Histogramme de la température mensuelle moy, max et min.....	42
Figure IV.5 : Ovoïde existant	46
Figure IV.6: Evolution de la population en fonction des horizons	48
Figure IV.7: Station de Boukhalfa.....	51
Figure VII.1 : Schéma d'un déversoir d'orage type latéral.....	99

Liste des planches

Planche N°1 : Plan d'implantation de la station d'épuration du pole urbain d'oued Falli W.TIZI OUZOU.

Planche N°2 : Ouvrages du prétraitement de la station d'épuration du pole urbain d'oued Falli W.TIZI OUZOU.

Planche N°3 : Ouvrages du traitement biologique de la station d'épuration du pole urbain d'oued Falli W.TIZI OUZOU.

Planche N°4 : Ouvrages du traitement des boues de la station d'épuration du pole urbain d'oued Falli W.TIZI OUZOU.

Planche N°5 : Profil hydraulique de la station d'épuration du pole urbain d'oued Falli W.TIZI OUZOU.

Introduction générale

L'eau recouvre environ 75% de la surface de la terre mais seulement 2.5% de ces eaux est une eau douce, en bonne partie inaccessible.

La disponibilité et la qualité de cette petite partie d'eau douce est de plus en plus menacée par l'augmentation de la pollution, en particulier due à l'urbanisation, à la croissance démographique, au développement de l'industrie et à l'agriculture intensive.

Plus d'un milliard de personnes ne dispose pas de moyens d'assainissement satisfaisants. Le manque de moyen d'assainissement et le rejet des déchets domestiques et urbains dans les cours d'eaux entraînent la dégradation de l'environnement et provoquent des soucis de santé publique, en effet les maladies infectieuses d'origine hydrique font jusqu'à 3.2 millions de morts par an, d'où l'importance de mettre en œuvre des solutions permettant de remédier à ce problème.

En Algérie dès les années 2000, les pouvoirs publics ont décidé d'ériger la question de l'eau en priorité de premier ordre, leurs interventions s'ont centrées sur deux axes stratégiques majeurs : le développement de l'infrastructure hydrique et les réformes institutionnelles. Les actions de développement mises en œuvre dans le domaine de l'assainissement ont porté en priorité sur l'épuration des eaux usées, ce qui a permis de disposer d'un parc en exploitation de 110 stations d'épuration dont 56 lagunes, et avec les STEP et les lagunes en réalisation le parc atteindra 205 stations en 2015. (Source : ministère des ressources en eau).

La construction d'un nouveau pôle urbain à Oued Falli engendrera une forte augmentation des rejets d'eaux usées qui se déverseront dans l'Oued Sébaou rendant ainsi ses capacités auto-épuration insuffisantes pour pouvoir éliminer cette pollution. Afin d'éviter la dégradation de l'environnement, la pollution des nappes avoisinantes et dans le but d'éradiquer les maladies à transmission hydrique et accroître la ressource disponible, nous projetons une station d'épuration dans la zone.

Notre travail consiste à dimensionner cette station d'épuration par boue activée, en prévoyant deux variantes : faible charge et moyenne charge pour deux horizons de calculs (à court terme et à long terme).

Chapitre I

Origine et nature des eaux usées

Introduction

Les eaux usées sont des eaux altérées par les activités humaines à la suite d'un usage domestique, industriel, artisanal, agricole ou autre, mais se sont aussi les eaux de ruissèlements altérées par les différents polluants (huile de vidange, carburant ; débris de pneu et les métaux lourds). Elles sont considérées comme polluées et doivent être traitées.

Ces eaux sont à l'origine de la dégradation du milieu aquatique, des cours d'eau et des réserves souterraines, d'où la nécessité de traiter ces eaux avant de les rejeter dans le milieu naturel.

Dans ce chapitre, nous allons nous intéresser à l'origine et la nature des eaux usées ainsi que les différents paramètres de pollution caractérisant la qualité de l'eau.

I.1. Origines des eaux usées

Les eaux usées résultent de la pollution tant physico-chimique que bactériologique des eaux de consommation de bonne qualité, du fait des activités humaines, qu'elles soient domestiques, industrielles ou agricoles ainsi que des précipitations et infiltrations.

I.1.1. Les eaux usées domestiques

Elles proviennent de différents usages domestiques de l'eau, tel que les eaux ménagères provenant des cuisines et des salles de bain qui renferment des matières en suspension, des matières dissoutes et des graisses, et les eaux de vannes provenant des évacuations des toilettes chargés de diverses matières organiques azotées et de germes fécaux. Les eaux usées domestiques sont jugées dangereuses en raison de leur forte teneur en germes et de leurs propriétés infectieuses. Elles sont essentiellement porteuses de pollution organique.

I.1.2. Les eaux usées industrielles

Les eaux usées industrielles sont celles qui proviennent des diverses usines de fabrication ou de transformation. Les caractéristiques de ces eaux varient d'une industrie à une autre. Elles peuvent contenir des matières organiques, azotées ou phosphorées, mais aussi des produits toxiques, des solvants, des métaux lourds, des micropolluants organiques et des hydrocarbures. Elles représentent un véritable danger pour le milieu récepteur et les écosystèmes marins, c'est pour cela qu'elles doivent faire l'objet d'un prétraitement avant d'être rejetée.

I.1.3. Les eaux de ruissellement

Ce sont des eaux issues de ruissèlement ; des toitures ; terrasses ; parkings et des voies de circulation (huile de vidange, carburant ; débris de pneu et les métaux lourds). Ces eaux sont considérées comme polluées sauf les eaux provenant des toitures.

I.1.4. Les eaux pluviales

Ce sont toutes les eaux issues des précipitations météorologique ; pluies, neige, brouillard gelée... etc.

Les eaux de pluies sont chargées d'impuretés au contact de l'air (fumée industrielle) puis, en ruisselant, des résidus déposés sur les toits et les chaussées des villes (huile de vidange, carburants, résidus de pneus et métaux lourds...).

Les polluants présents dans ces eaux peuvent être des matières organiques biodégradables ou non, des matières minérales dissoutes ou en suspension et des matières toxiques.

Elles constituent une pollution importante des cours d'eau surtout en période orageuse.

I.1.5. Les eaux usées agricoles

Les effluents agricoles renferment diverses substances, d'origine agricole ou animale.

Elles se caractérisent par de fortes teneurs en sels minéraux (azote, phosphore, potassium) issus des purins et lisiers d'élevage, ainsi que des solutions d'engrais lessivées par les sols fertilisés.

Elles atteignent les cours d'eau par ruissèlement ou écoulements souterrains et cause ainsi la pollution de ses derniers.

I.1.6. Les eaux du service public

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

I.1.7. Les eaux résiduaires artisanales

Elles sont produites par les entreprises artisanales (abattoirsetc.), elles sont généralement rejetées dans les égouts.

I.1.8. Les eaux parasites

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

Les eaux parasites doivent être mesurées sur le réseau, mais en absence de valeurs mesurées la directive Allemande préconise de prendre un débit d'eau parasite compris entre 0,05 et 0,15 l/s/ha. On notera aussi qu'une densité moyenne de 100habitants par hectare, la ration s'établit entre 16 et 47 m³/an/hab. [17]

I.2. Nature de la pollution

La pollution de l'eau est une altération de sa qualité et de sa nature qui rend son utilisation dangereuse et perturbe l'écosystème aquatique.

La pollution se manifeste généralement sous quatre formes principales :

- Organique.
- Microbiologique.
- Minérale.
- Toxique (minérale et organique).

I.2.1. Pollution organique

Cette forme de pollution peut être considérée comme résultant de diverses activités (urbaines, industrielles, artisanales et rurales) chaque activité rejette des composés spécifiques biodégradables ou pas. On distingue pour les eaux usées urbaines les matières organiques banales (protides, lipides, glucides), les détergents (anioniques, cationiques, non ioniques), les huiles et goudrons.

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

I.2.2. Pollution microbiologique

La pollution microbiologique est la présence en quantité excessive de germes, bactéries et virus (essentiellement), parmi lesquels certains sont pathogènes pour l'homme (virus de gastro-entérites, hépatites A, conjonctivites...). [1]

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

I.2.3. Pollution minérale

Elle est causée essentiellement par :

- Gravier ;
- Sables ;
- Métaux ;
- Sels minéraux.

Les métaux lourds en provenance des industries métallurgiques de traitement de minerais, tels que le plomb, le cuivre, le fer, le zinc, le mercure...etc.

Les sels provenant de l'agriculture. Ces éléments sont non biodégradables et de ce fait un traitement tertiaire devient plus que nécessaire (les sels minéraux dissous n'ayant pas été complètement traités dans la filière biologique).

I.2.4. Pollution toxique

La toxicité présente dans les eaux usées peut être organique ou minérale :

- les substances organiques toxiques sont entre autres les pesticides, les hydrocarbures et les produits organiques de synthèse industriels (aldéhydes, phénols, produits azotés

et les perturbateurs endocriniens qui sont en très faibles concentrations dans les effluents d'épuration de l'ordre du µg).

- Les substances minérales toxiques sont : les sels à fortes concentration, les ions Métalliques rejetés par les effluents industriels. [1]

Remarque :

Une synthèse de la classification des différents types de pollution, leur constituants et origine ainsi que leur mode de traitement sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau I.1 : Classification des pollutions [17]

Pollution	Constituants	Origine	Traitement
Organiques (biodégradables)	Plantes mortes, excréments, protéines, lipides et corps gras (huiles, graisses, et savon) glucides	- Organismes vivants - Industries agro-alimentaires (laiteries, fromageries, abattoirs, sucreries) - Eaux ménagères	- Assainissement individuel - lagunage - Epuration biologique - Traitement physico-chimique
Difficilement (biodégradables)	- Fibres, bois	- Papeteries - Industries textiles - Tanneries	- Lagunage - Epuration biologique et traitement physico-chimique
Toxiques	Détergents, phénols, hydrocarbure, pesticides, engrais synthétiques	- Industries chimiques et pétrochimiques - Raffineries de pétrole - Agriculture	
Minérales	Substances toxiques acides ou basiques, mercure, chrome, cyanures, plomb, fer, cuivre	Produits chimiques, Métallurgies, traitement de surfaces des métaux	- Transformation en composés insoluble, précipitations - Transformation en composés inoffensives, oxydoréduction
Bactériologiques	- Germes pathogènes : Escherichia Coli, streptocoques, virus divers. - Produits pharmaceutiques	- Activités humaines et minérales, effluents des hôpitaux et des abattoirs	Filtration et stérilisation

I.3. Les principaux paramètres de pollution

I.3.1. Les paramètres physiques

I.3.1.1. Température

La température est un paramètre très important pour le bon fonctionnement des systèmes d'épuration dans la mesure où il peut influe sur beaucoup d'autres paramètres à savoir :

- ◆ Les processus biologiques et physico-chimiques.
- ◆ La solubilité des sels et des gaz

La solubilité des sels ou des gaz diminue quand la température augmente. Dans une station d'épuration à boue activé ce phénomène influe sur le taux d'oxygène dissous dans le bassin d'aération ce qui conduit à la diminution de la réserve d'oxygène mis à la disposition des bactéries donnant ainsi un mauvais rendement.

Il faut savoir que La valeur optimale pour l'activité des micro-organismes intervenant au cours de l'épuration, est comprise entre 25 à 30°C. Au-delà, la vitesse de réaction décroît très vite et le floc bactérien se trouve en manque d'oxygène.

I.3.1.2. Conductivité

Elle donne une idée sur la salinité de l'eau. Des variations de cette dernière peuvent influencer le traitement biologique et la décantation.

Le tableau suivant nous renseigne sur la minéralisation de l'eau en fonction de la conductivité. [13]

Tableau I.2 : Minéralisation de l'eau en fonction de la conductivité

Conductivité	Appréciation
Conductivité < 100 $\mu\text{S}/\text{cm}$	Minéralisation très faible
100 $\mu\text{S}/\text{cm}$ < conduc < 200 $\mu\text{S}/\text{cm}$	Minéralisation faible
200 $\mu\text{S}/\text{cm}$ < conduc < 333 $\mu\text{S}/\text{cm}$	Minéralisation moyenne accentuée
333 $\mu\text{S}/\text{cm}$ < conduc < 666 $\mu\text{S}/\text{cm}$	Minéralisation moyenne
666 $\mu\text{S}/\text{cm}$ < conduc < 1000 $\mu\text{S}/\text{cm}$	Minéralisation importante
Conductivité > 1000 $\mu\text{S}/\text{cm}$	Minéralisation excessive

I.3.1.3. La turbidité

Le caractère trouble d'une eau est dû à la présence de matières en suspension colloïdales de nature minérale ou organique qui ne peuvent pas sédimenter facilement à cause de leur faible taille et masse volumique. La turbidité 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.

I. 3.1.4. Couleur et odeur**a- Odeur**

L'odeur est due à une fermentation de matières organiques. 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. [13]

b-Couleur

Dans les eaux usées urbaines ; la couleur est due à la présence de matières organiques dissoutes ou colloïdales. Une eau propre doit être incolore ; la couleur grisâtre de l'eau d'égout est d'origine domestique, une couleur noire indique une décomposition partielle ; les autres teintes indiquent un apport d'eau résiduaire industrielle. [13]

I.3.1.5. Matières en suspension (MES)

Ce sont des particules solides très fines et généralement visibles à l'œil nu, théoriquement, elles ne sont ni solubilisées, ni à l'état colloïdale. Elles déterminent la turbidité de l'eau. Elles limitent la pénétration de la lumière dans l'eau et diminuent la teneur en oxygène dissous.

(Deux techniques sont utilisées pour déterminer le taux de matières en suspension (MES) dans un échantillon :

- ◆ La méthode par filtration puis séchage à 105°C
- ◆ La méthode par centrifugation puis séchage à 105°C

Le choix de l'une ou de l'autre de ces méthodes est conditionné par la teneur en MES de l'échantillon à analyser.

La technique par filtration est adaptée à des échantillons peu chargés et généralement applicable aux eaux de la ressource et aux eaux usées.

La méthode par centrifugation est réservée à des échantillons présentant des concentrations plus élevées (supérieures à 300 mg/l) tels que les boues liquides et certaines eaux très chargées.) [17]

I.3.1.6. Matières volatiles en suspension (MVS)

Elles représentent la fraction organique des matières en suspension. Elles sont mesurées par calcination à 650°C pendant deux heures d'un échantillon dont on connaît déjà la teneur en MES. Elles représentent environ 70 à 80 % des MES. Elles s'expriment en mg/L. [1]

I.3.1.7. Matières minérales en suspension (MMS)

C'est la différence entre les matières en suspension et les matières volatiles. Elles représentent donc le résidu de la calcination à 650°C., et correspondent à la présence de sels, silice, poussières.... etc. [14]

$$\text{MMS} = \text{MES} - \text{MVS} \dots\dots\dots (I.1)$$

I.3.1.8. Matières décantables

Elles sont composées des MES qui sédimentent en 2h dans une éprouvette, cette analyse est surtout réalisée sur les effluents de sortie de certains ouvrages d'épuration (désableur, décanteur) pour juger de leur rendement d'élimination de la pollution.

I.3.1.9. Huiles et graisses

Les huiles et les graisses que l'on peut trouver dans l'eau sont très souvent sous forme d'émulsions ou saponifiées sous l'action de produits chimiques, de détergents, etc....

Le déchet graisseux représente une grande partie de la pollution organique des eaux brutes à l'entrée de la station d'épuration, estimée à environ 35 % de la DCO totale à traitées.

Elles ont un effet très néfaste sur le bon fonctionnement d'une station d'épuration, en effet

- ◆ La solidification de certaines graisses à température ambiante associée à leur caractère insoluble peut entraîner le colmatage des canalisations (du réseau d'assainissement ou de la station d'épuration) et des supports de culture dans les stations d'épuration à cultures fixées.

- ◆ Les graisses constituent un substrat privilégié pour la croissance de certains organismes filamenteux hydrophobes, comme *Microthrix Parvicella* qui affecte la décantabilité de la boue et *Nocardia amarae* qui est à l'origine de mousses brunes visqueuses et stables susceptibles de créer des problèmes d'exploitation et des rejets non conformes.

- ◆ Dans les bassins d'aération, elles réduisent les transferts d'oxygène à deux niveaux différents : au niveau du floc, par adsorption sur celui-ci (création d'un film lipidique qui réduit le transfert d'oxygène dissous entre l'eau et le floc) et au niveau de la surface du bassin par la constitution d'une pellicule entre l'air et l'eau. Des mesures ont montré que les huiles réduisaient le coefficient de transfert de l'aération. Un ajout de 10 mg/l de lipides dans un bassin d'aération en présence de boues abaisse la dissolution de l'oxygène de l'ordre de 10 %.

- ◆ Lorsque les graisses sont présentes en trop fortes concentrations dans les boues, elles affectent les performances de la déshydratation. Elles pénalisent également la phase d'épaississement par leur évolution rapide en milieu anaérobie (fermentation induisant des remontées de boues).

I.3.2. Les paramètres chimiques

I.3.2.1. PH

Ce paramètre donne le degré d'acidité ou d'alcalinité d'une eau. Le pH (potentiel hydrogène), est le reflet de la concentration d'une eau en ions H⁺ : $\text{pH} = -\log [\text{H}^+]$.

La valeur du pH altère la croissance et la reproduction des micro-organismes existants dans une eau.

En effet, les bactéries peuvent croître dans une gamme pH comprise entre 5 et 9 l'optimum est entre 6.5 et 8.5 pour une bonne performance du traitement.

I.3.2.2. Demande biochimique en oxygène (DBO₅)

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.

La demande biochimique en oxygène (DBO₅), correspond à la quantité d'oxygène (O₂) consommée dans les conditions de l'essai d'incubation durant cinq (05) jours à une température de 20°C et à l'obscurité, pour assurer la dégradation par voie biologique de la pollution biodégradable carbonée (oxydation) présentes dans l'eau.

Elle est mesurée dans le but de connaître la quantité de matières biodégradables essentiellement organiques contenues dans l'eau. Elle est exprimée en milligrammes d'oxygène par litre (mgO₂/l)

I.3.2.3. Demande chimique en oxygène (DCO)

La mesure de la Demande Chimique en Oxygène, permet de façon indirecte d'évaluer la quantité de matières oxydables essentiellement organiques contenues dans l'eau.

La DCO (demande chimique en oxygène) est la mesure de la quantité d'oxygène apportée par un réactif chimique (oxydant) pour détruire toutes les matières organiques biodégradables et non biodégradables. [17]

Pour déterminer la DCO, on mélange à l'eau à analyser une quantité volontairement excessive de réactif oxydant (dichromate de potassium). Pour que la réaction soit rapide et complète, on ajoute de l'acide sulfurique et on chauffe pendant deux heures. La DCO correspond à la différence entre la quantité d'oxydant initiale et celle subsistant après deux heures de réaction. Elle est exprimée en mgO₂/l. Généralement la DCO est 1.5 à 2 fois la DBO₅ pour les eaux usées urbaines et 1 à 10 pour l'ensemble des eaux résiduaires industrielles.

I.3.2.4. Coefficient de biodégradabilité (DCO/DBO₅)

Le rapport (DCO/DBO₅) exprime le degré de biodégradabilité de l'eau usée et nous renseigne donc sur le type de traitement à adopter. [1]

La notion de la biodégradabilité représente la capacité d'une substance ou son aptitude à être décomposée par les micro-organismes (bactéries, champignons... etc.)

La biodégradabilité est exprimée par un coefficient **K** donné par la relation suivante :

$$K = \frac{DCO}{DBO_5} \dots\dots\dots (I.2).$$

Remarque

La DCO est toujours supérieure à la DBO₅. cette dernière représente une fraction de la DCO qui plus cette fraction est importante, plus les bactéries seront efficaces dans la dégradation de la pollution.

Le tableau ci-dessous, nous renseigne sur le mode de traitement à adopter en fonction du rapport DCO/DBO. [1]

Tableau I.3 : Le mode de traitement en fonction du rapport (DCO/DBO₅)

K : rapport (DCO/DBO ₅)	Mode de traitement
K=1	Pollution totalement biodégradable
1<K<1.6	Epuration biologique très possible
1.6<K<3.2	Traitement biologique associe à un traitement physico-chimique.
K>3.2	Traitement biologique impossible.

I.3.2.5. Le carbone organique total (COT) :

Il correspond à une approche de la matière organique dont le carbone est le constituant essentiel. Il détermine complètement les composés difficilement ou non dégradables biochimiquement, qui sont d'une grande importance pour l'évaluation de la pollution de l'eau et des effluents.

Le principe le plus courant de la mesure du C.O.T repose sur la combustion des matières organiques carbonées d'un effluent après passage au four à 950°C en présence de catalyseurs. Le CO₂ qui se forme est dosé dans un analyseur infra rouge. Les résultats sont exprimés en milligramme de carbone par litre d'eau.

I.3.2.6. Les nutriments

a -Azote

L'azote rencontré dans les eaux usées peut avoir un caractère organique ou minéral, il se présente sous quatre formes :

- ◆ L'azote organique
- ◆ L'azote ammoniacal (NH₄⁺)
- ◆ L'azote nitreux (NO₂⁻)
- ◆ L'azote nitrique (NO₃⁻)

L'azote est l'un des éléments qui favorise la prolifération d'algues, par conséquent la réduction de sa teneur avant le rejet des eaux dans les milieux aquatiques s'avère nécessaire pour éviter le phénomène d'eutrophisation.

b- Le phosphore

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

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

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

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

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

I.3.2.7. Matières oxydables (MO)

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

Elles sont données par la formule suivante :

$$MO = (2DBO_5 + DCO) / 3 \dots\dots\dots (I.3)$$

I.3.2.8. Métaux lourds

Les métaux lourds pouvant freiner, gêner ou encore annuler le processus d'épuration biologique. C'est ainsi qu'il est nécessaire de procéder aux analyses chimiques des eaux résiduaires afin de déterminer la présence de ces métaux provenant essentiellement des rejets industriels. Parmi les métaux lourds, on peut citer : Plomb (Pb), Aluminium (AL), Cadmium (Cd), Cuivre (Cu), Chrome (Cr), Nickel (Ni) et Zinc (Zn).

I.3.2.9. L'oxygène dissous

La solubilité de l'oxygène dans l'eau se fait en 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 dépend de l'origine de l'eau. La détermination de ce paramètre dans l'eau se fait à l'aide d'un oxymètre.

I.3.3. Les paramètres biologiques

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

- ◆ Les virus
- ◆ Les parasites.
- ◆ Les bactéries pathogènes.
- ◆ Les champignons.

I.4. Estimation des rejets d'eaux usées

I.4.1. L'équivalent 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 Parjour :

1 EH = 60 g de DBO₅/jour (21,6 kg de DBO₅/an.), 135g de DCO, 9,9g d'azote, 3,5g de phosphore. [17]

I.4.2.Charges polluantes

La charge polluante d'une eau usée est donnée par le produit du débit et de la concentration

$$\text{Charge (g/j)} = \text{débit (m}^3\text{/jour)} * \text{concentration (mg/l ou g/m}^3\text{)} \dots\dots\dots(\text{I.4}).$$

I.4.2.1.Charges en DBOs

La charge en DBOs apportée par les eaux brutes est exprimée par jour et par habitant

Suivant le type de réseau :

- ◆ Réseau séparatif : 54 g / Eq-hab. /j.
- ◆ Réseau unitaire : 70 g / Eq-hab./j.
- ◆ Réseau pseudo séparatif : 60 g / Eq-hab /j. [1]

I.4.2.2.Charges en MES

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 / Eq-hab/j.
- ◆ Réseau unitaire : 70 à 90 g / Eq-hab. /j. [1]

I.5. Les normes de rejet

Les normes de rejet ont pour but de maintenir, ou le cas échéant de restaurer, la qualité des eaux superficielles qui reçoivent les effluents traités.

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

Tableau I.4 : Les normes de rejet.

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

(Source: DRE T.O).

Conclusion

L'étude de la qualité des eaux usées à traiter est indispensable pour concevoir une station d'épuration, car c'est grâce à elle qu'on pourra déterminer la technique d'épuration adéquate et ainsi pouvoir rejeter une eau qui ne présente pas de risque sanitaire ou environnemental.

Dans notre zone d'étude, les industries provoquant des pollutions spécifiques sont inexistantes se qui fait qu'on peut alors connaître au préalable, la qualité des eaux usées rejetées par l'agglomération et qui ne peut être que d'origine domestique.

Chapitre II

Procédés d'épuration par boues activées

Introduction

Le procédé à boue activée est une technique biologique d'épuration des eaux mise au point en 1914 à Manchester. Il représente une alternative efficace et relativement écologique (sans utilisation de produits chimiques) aux techniques d'épuration les plus couramment utilisées. Il consiste à mettre en contact l'eau usée avec une biomasse épuratrice qui est en fait un écosystème simplifié et sélectionné faisant appel à des micro-organismes. Elle est constituée d'être vivants de petite taille, inférieure au millimètre, microflore de bactéries et microfaune d'animaux, protozoaires, ...etc.

La technique des boues activées est assurée par la combinaison de 3 dispositifs :

- ◆ Un réacteur biologique où se développe une biomasse apte à la décantation,
- ◆ Un système d'aération fournissant l'oxygène nécessaire à la biologie,
- ◆ Un ouvrage de séparation, essentiellement par décantation, où l'eau purifiée sera séparée de la biomasse formée

On s'intéressera dans ce chapitre au principe de fonctionnement de cette technique et aux problèmes biologiques rencontrés dans ce type de station d'épuration.

II.1.Généralités sur l'épuration par boues activées (cultures libres)

Le terme « cultures libres » regroupe les procédés où l'on provoque le développement d'une culture bactérienne dispersée sous forme de floes au sein du liquide à traiter.

Pour cela, on utilise un bassin brassé, pour conserver en suspension la culture, dans lequel est maintenue :

- soit une concentration d'oxygène, pour les procédés aérobies ;
- soit une absence d'oxygène, pour les procédés anaérobies. [21]

Le procédé par « boues activées » est le plus commun des procédés par « cultures libres ».

Il consiste à mélanger et à agiter des eaux usées brutes avec des boues activées liquides, Bactériologiquement très actifs. La dégradation aérobie de la pollution s'effectue par mélange intime des microorganismes épurateurs et de l'effluent à traiter.

Une station d'épuration par boues activées est composée essentiellement d'un bassin d'aération, précédé d'un décanteur primaire dont le but est d'éliminer les matières en suspension décantables et sera suivi d'un décanteur secondaire appelé également clarificateur qui assurera la séparation de l'effluent épuré des boues qui seront en partie recyclées dans le bassin d'aération pour son réensemencement et en partie extraites (boues en excès) vers le traitement des boues, cette figure nous montre le principe de fonctionnement d'une station d'épuration par boues activées.

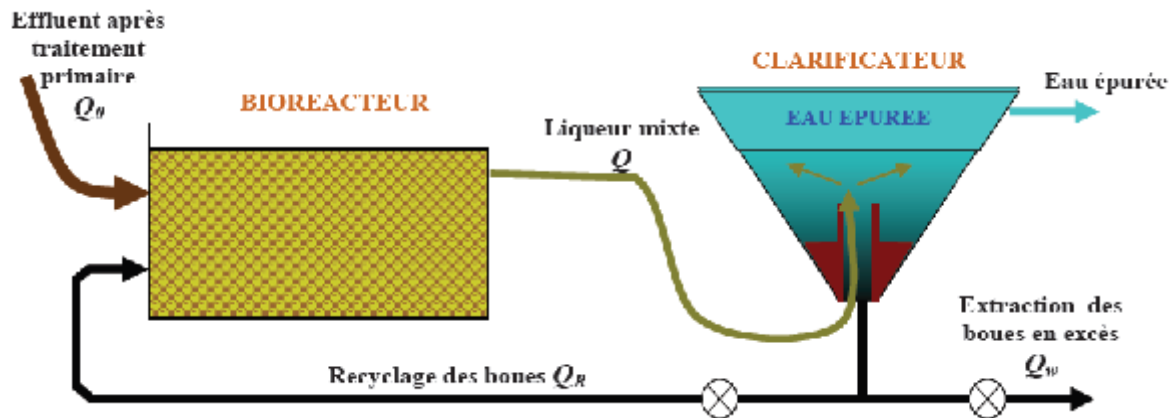


Figure II.1 : Principe de fonctionnement d'une station par boues activées

II.2.L'aérateur biologique

L'aération des eaux résiduaires a lieu dans les bassins contenant les boues activées, qui ont une forme appropriée en fonction du système d'aération, du mode d'introduction des eaux et de la boue activée. On appelle ces bassins : bassins d'aération, bassins à boues activées ou encore bassins d'oxydation. L'aération peut être assurée en surface par des turbines, ou dans le fond par des procédés de rampe de distribution de bulles d'air alimentées par un surpresseur ou par un compresseur d'air. Les rampes de distribution sont complétées par des diffuseurs d'air dites grosses bulles ou fines bulles, suivant l'efficacité recherchée. [20]

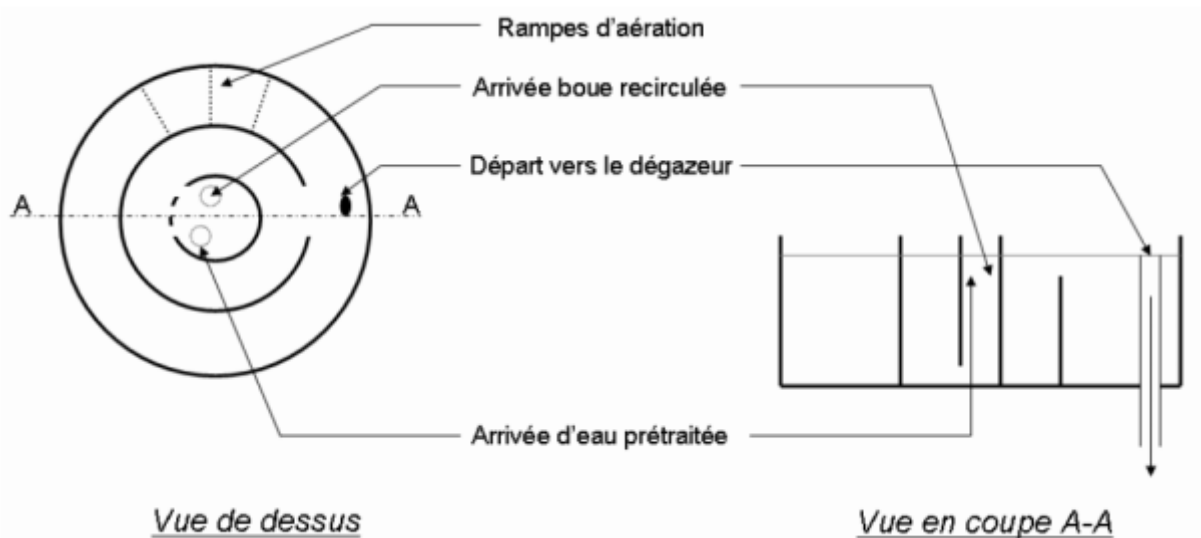


Figure II.2 : Schémas de fonctionnement du bassin d'aération

II.2.1. Classement des procédés par boues activées

En épuration d'eau usée un réacteur biologique se caractérise par les paramètres essentiels suivants :

❖ **Charge massique**

La charge massique C_m est le rapport entre la quantité journalière de pollution à éliminer et la masse de bactéries épuratrices mises en œuvre. [8]

La pollution est mesurée en kg DBO_5 et la quantité de bactéries est estimée par certains auteurs à la quantité de matières volatiles sèches (MVS) présentés dans le bassin d'aérations, par d'autre à la quantité de matière en suspension (MES).

Elle est déterminée t par le rapport suivant :

$$C_m = \frac{\text{Pollution journalière (DBO5)}}{\text{Biomasse présente (MES)}} \quad \text{..... (II.1)}$$

Ou :

$$C_m = \frac{\text{Débit (Q) x [DBO5]}}{\text{Volume du bassin d'aération x [MVS]_{BA}} \quad \text{..... (II.2)}$$

Avec :

- Q : Débit journalier ($\text{m}^3 \cdot \text{j}^{-1}$) entrant dans le bassin d'aération.
- [DBO5] : Concentration moyenne ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$) en DBO_5 de l'influent à l'entrée du bassin d'aération.
- V_{BA} : Volume (m^3) du bassin d'aération.
- $[\text{MVS}]_{BA}$: Concentration en ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$) en MVS des boues dans le bassin d'aération.

❖ **Charge volumique**

La charge volumique C_v correspond à la quantité journalière de pollution à dégrader (en $\text{kg DBO}_5/\text{j}$) dans le volume V (m^3) de l'ouvrage. Elle s'exprime en $\text{kg DBO}_5 / (\text{j} \cdot \text{m}^3)$.

Elle est déterminée par :

$$C_v = \frac{\text{Pollution journalière (DBO5)}}{\text{Volume du bassin d'aération}} \quad \text{..... (II.3)}$$

Ou :

$$C_v = \frac{Q \times [\text{DBO5}]}{V_{BA}} \quad \text{..... (II.4)}$$

Avec :

- Q : Débit journalier ($\text{m}^3 \cdot \text{j}^{-1}$) d'eau brute alimentant l'étage biologique.
- [DBO5] : Concentration ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$) en DBO_5 dans l'influent du réacteur biologique.
- V_{BA} : Volume (m^3) du bassin d'aération.

❖ **Age des boues**

L'âge des boues A_b est le rapport entre la masse de boues présentes dans le réacteur et la masse journalière de boues extraites.

En plus de la charge massique appliquée, l'âge des boues constitue le paramètre fondamental à prendre en compte lors de dimensionnement des stations d'épuration. [2]

Il est calculé par :

$$Ab = \frac{X_t}{\Delta X} = \frac{X_a \times V}{\Delta X} \dots \dots \dots (II.5)$$

➤ X_a : concentration en biomasse.

$$\text{Avec : } X_a = \frac{C_v}{C_m} \text{ (kg / m}^3\text{)} \dots \dots \dots (II.6)$$

➤ ΔX : la masse de boues extraites quotidiennement.

➤ V : le volume de l'aérateur.

Tableau II.1 : Classement des procédés par boues activées. [6]

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	$0,10 < C_m < 0,20$	$0,30 < C_v < 0,60$	10 à 30	$R \geq 90\%$ Nitrification possible
Moyenne charge	$0,20 \leq C_m < 0,50$	$0,60 < C_v < 1,5$	4 à 10	$R = 80 \text{ à } 90\%$ Nitrification possible aux températures élevées
Forte charge	$0,50 \leq C_m < 1,2$	$1,5 < C_v < 3$	1,5 à 4	$R < 80\%$

Remarque

Les rendements annoncés sont donnés dans l'hypothèse d'une bonne séparation de tous les éléments décantables de la liqueur de boues activées.

II.2.2. Besoins en oxygène

Dans le système aérobie que constitue le traitement par boues activées, 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

II.2.3. Besoins en nutriments

Pour la dégradation de pollution ; Les micro-organismes exigent comme tous les êtres vivants une alimentation équilibrée répondant à une formule globale voisine de leur composition (C₇H₉NO₃ et C₇H₉NO₂). Pour une eau usée domestique, l'alimentation fournie est équilibrée, par contre, les eaux industrielles, sont pauvres en azote et en phosphore.

L'ammoniaque est la forme la plus assimilable par les micro-organismes, car les autres composés doivent se transformer d'abord en ammoniaque avant leur utilisation.

Aussi, un déséquilibre nutritionnel peut être la source du mauvais fonctionnement de l'épuration biologique à savoir un faible rendement d'épuration et le gonflement de boues.

Dans une station à boues activées, les rapports suivant doivent être respectés :

$DBO_5/N=20$.

$DBO_5/p=100$.

$DBO_5/N/p=100$ à $150/5/1$. [24]

II.2.4.L'indice de Mohlman

L'indice de Mohlman est le rapport entre le volume des boues décantées en 1/2 heure, et la masse de matières en suspension contenue dans ce volume. il est donné par la formule suivante : [2]

$$I_M = v/m \dots \dots \dots (II.7)$$

Cet indice est utilisé pour apprécier l'aptitude d'une boue à la décantation ou bien il permet de traduire la bonne disponibilité ou non, des boues à la décantation.

- ✓ Si I_M inférieur à 50 ml/g : mauvaise décantation ;
- ✓ Si I_M compris entre 80 ml/g et 150 ml/g : bonne décantation ;
- ✓ Si I_M supérieur à 150 ml/g : très mauvaise décantation. [2]

II.2.5.Effet de la température

L'influence de la température est importante dans les phénomènes biologiques, dans la mesure où elle intervient sur la vitesse de croissance des bactéries. Ceci s'explique par l'effet de la diffusion de l'oxygène dans le floc microbien, à des températures différentes.

Par exemple, en boues activées, aux faibles charges la valeur optimale pour l'activité des micro-organismes intervenant au cours de l'épuration est comprise entre 25 et 30 °C. Au-delà la vitesse de réaction décroît très vite et le floc bactérien se trouve rapidement épuisé en oxygène.

Cependant, aux fortes charges, le floc a tendance à se disperser, ce qui conduit à une mauvaise décantabilité dans le clarificateur.

II.2.6.Effet du pH

Les systèmes biologiques tolèrent une gamme de pH allant de 5 à 9 avec une zone optimale de 6 à 8.

II.2.7.Effet de quelques toxiques

La nature des toxiques est souvent d'origine métallique. La présence dans l'effluent à traiter de ces substances toxiques se traduira par une inhibition partielle ou totale de l'activité des micro-organismes.

II.2.8. Choix du procédé d'épuration

Pour arriver à dimensionner une station d'épuration il faut choisir une de ces procédés en prenant en considération leurs avantages et inconvénients qui sont cités dans le tableau II.2.

II.2.8.1 Procédé à forte charge

Le procédé à forte charge est consacré au traitement des effluents des collectivités de grandes importances.

II.2.8.2 Procédé à moyenne charge

Le procédé à moyenne charge est aussi consacré au traitement des effluents des collectivités de grandes importances.

II.2.8.3 Procédé à faible charge

Ce procédé est utilisé pour le traitement des effluents à caractère domestique dominant de petites et moyenne collectivités.

Tableau II.2 : Avantages et inconvénients des différents procédés [11]

	Avantages	Inconvénients
Forte charge	<ul style="list-style-type: none"> - Un temps de contact relativement court entre l'eau à épurer et les boues activées ; - Très bonne élimination de l'ensemble des paramètres de pollution. 	<ul style="list-style-type: none"> - Coût d'investissement assez important ; - Consommation énergétique importante ; - La nitrification est incomplète ou difficile ; - Le bassin d'aération est précédé d'un décanteur primaire.
Moyenne charge	<ul style="list-style-type: none"> - La consommation énergétique du poste d'aération est plus faible ; - Prend un espace moyen dans le terrain - Pour toute taille de collectivité. 	<ul style="list-style-type: none"> - Nécessité du personnel qualifié et une surveillance régulière ; - Décantabilité des boues pas toujours aisée à maîtriser.
Faible charge	<ul style="list-style-type: none"> - Assure une bonne élimination de DBO₅ - Résiste mieux aux fluctuations de charge polluante ; - L'exploitation de telles stations est très simplifiée ; 	<ul style="list-style-type: none"> - Le temps de séjour dans le bassin ; - Investissement coûteux ; - Le bassin d'aération, plus largement dimensionné ; - Les boues sont plus concentrées d'où la décantation dans le clarificateur est lente, il faut prévoir une surface très importante.

II.2.9. Evaluation d'une culture bactérienne

Si on insuffle de l'air dans une eau usée urbaine décantée qui contient naturellement une population microbienne variée, on assiste à une évolution progressive de la masse totale des micro-organismes qui croit, se stabilise puis décroît tandis que la DBO de l'effluent diminue d'une façon continue mais à un rythme variable. Une analyse plus poussée du phénomène permet de distinguer quatre phases principales comme le schéma ci-après le montre

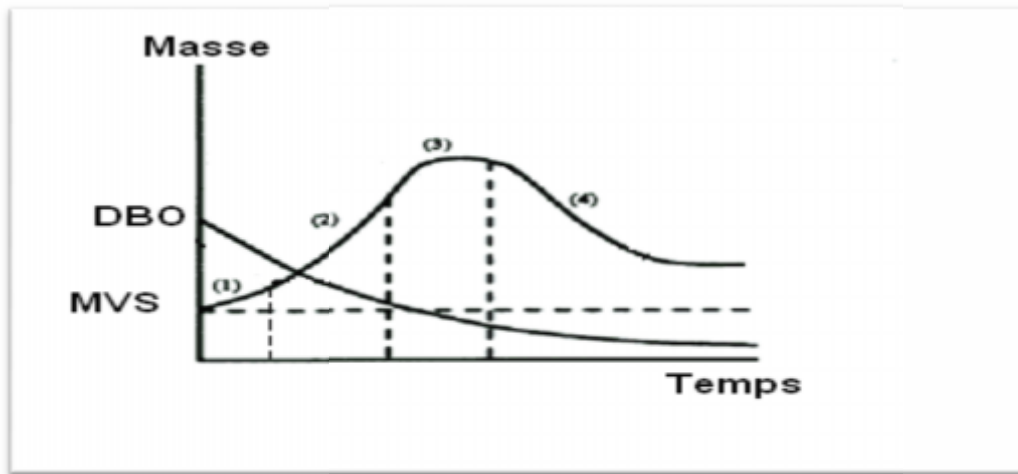


Figure II.3 : Développement d'une culture bactérienne

- **Phase N°1** :(croissance rapide) le milieu riche en nourriture permet un développement rapide des bactéries. La DBO diminue rapidement, la consommation d'oxygène est élevée par suite de l'activité intense de synthèse cellulaire et de métabolisme de la flore bactérienne. La masse des matières volatiles en suspension (MVS) augmente (car elle est retenue par les flocons bactériens).
La phase de croissance de la masse bactérienne en présence d'un substrat dans un milieu aéré, est décrite par une loi exponentielle de la forme :

$$X = X_0 \exp(\mu t) \dots \dots \dots (II.8)$$

Dans laquelle :

- X = masse bactérienne présente dans le milieu à l'instant t
- X₀ = masse bactérienne présente dans le milieu à l'instant t=0
- μ = est le taux de croissance des bactéries ;

Comme une fraction de la pollution est convertie en nouvelles cellules, on peut admettre qu'après un temps de réaction Δt, la masse bactérienne passe de X₀ à X₁ tel que :

$$X_1 = X_0 + X \dots \dots \dots (II.9)$$

On définit un rendement de croissance a_m = croissance totale / concentration du milieu

$$a_m = \Delta x / \Delta L \text{ soit: } \Delta x = a_m (l_0 - l_1) = a_m l_e \dots \dots \dots$$

Où

- L_e représente la pollution BDO éliminée pendant le temps Δt pour une croissance de boues égales à Δx ; cette relation devient :

$$a_m (L_0 - L) = X_0 (\exp(\mu t) - 1) \dots \dots \dots (II.10)$$

Ou encore :

$$\text{Log} (1 + a_m (L_0 - L) / X_0) = \mu t \dots \dots \dots (II.11)$$

C'est l'équation d'une droite qui peut conduire à calculer μ en portant $\text{Log}(1 + a_m(L_o - L)/X_o)$ en fonction de t . Ce terme est souvent interprété comme étant le temps nécessaire pour doubler la population bactérienne. Il est généralement utilisé pour le dimensionnement du bassin d'aération

- **Phase N° 2 :** (croissance ralentie) au cours de cette phase il y a un ralentissement de la croissance bactérienne dû à l'insuffisance de la nourriture ; on observe alors un début de plafonnement de la masse de MVS.

Dans cette phase la nourriture devient un facteur limitant ; la vitesse d'oxydation de la DBO devient fonction de la concentration en DBO dans le milieu. On écrit alors :

$$-dL/dt = L \times X \times k \text{ ou encore } dL/L = -X \times k \times dt \dots\dots\dots (II.12)$$

K est la croissance ralentie ; le signe (-) correspond à la disparition de la DBO, Après intégration entre l'état final (caractérisé par L_f) et l'état initial (caractérisé par L_o) et en supposant une concentration moyenne en boues dans le bassin notée X_a , Il devient

$$\text{Log}(L_f / L_o) = -X_a \times K \times t \text{ ou encore } L_o = L_f \exp(X_a \times k \times t) \dots\dots\dots (II.13)$$

En utilisant le développement en série de la fonction expo $\text{Exp} = 1 + x + x^2 / 2$;

On peut écrire :

$$L_o / L_f = (1 / (1 + X_a \times K \times t)) \dots\dots\dots (II.14)$$

- **phase N°3 :** correspond à une phase **stationnaire**. Elle signifie qu'à ce moment les bactéries utilisent les réserves accumulées précédemment. Cette phase est marquée sur un appauvrissement du milieu en nourriture.
- **phase N°4 :** (la phase **endogène** ou phase de **déclin**) dans laquelle le milieu est pauvre en matières organiques et se traduit par la mort de nombreux micro-organisme. C'est l'oxygène apporté est alors utilisé par les bactéries pour leur propre transformation en produits finaux (CO_2 , H_2O , N_2).

Remarque

Ces différentes phases et les équations qui les régissent sont valables en milieu aérobie et anaérobie. Les valeurs des différents coefficients dépendent de la nature du substrat et de divers paramètres tels la température, le pH.

II.2.10. Différents types d'épuration par boue activée :

Le traitement des eaux usées par le procédé à boues activées peut être réalisé suivant deux procédés principaux : le mélange intégral et le mélange piston.

- **Le mélange intégral**

C'est un procédé permettant de mélanger instantanément les eaux décantées à travers la totalité du bassin d'aération. Ainsi, il existe dans le bassin une teneur constante des

boues activées, une oxygénation homogène et une répartition uniforme de la pollution organique. De ce fait la charge organique appliquée est uniforme étant assurée par la dispersion de l'effluent.

➤ **Le mélange piston**

Dans le traitement en piston, et contrairement au traitement intégral, l'effluent circule lentement dans le sens longitudinal. L'effluent injecté à un instant donné progresse donc en bloc (en piston). On considère souvent un aérateur de ce type comme la succession de plusieurs cellules fictives en mélange intégral.

II.2.11. Consommation d'oxygène

Dans les stations d'épuration biologique, l'effluent chargé en matières organiques inertes est mis en présence d'une suspension bactérienne dense en milieu aéré. Les matières organiques contenues dans l'effluent peuvent être :

- ✓ assimilées et transformées en composants cellulaires (anabolisme).
- ✓ dégradées par oxydation pour fournir de l'énergie nécessaire à ces synthèses cellulaires (catabolisme).
- ✓ absorbées et stockées par les cellules, en cas d'une alimentation surabondante.

L'utilisation de ces matériaux stockés est alors différente.

La pollution éliminée que nous supposons exprimée directement en poids de matières organiques, est répartie donc en trois fractions :

- Une fraction est anabolisée.
- Une fraction est catabolisée
- Le reliquat se trouve stocké par les bactéries et est joint aux réserves préexistantes.

Divers travaux ont permis de préciser une formule symbolique de la matière organique contenue dans un effluent urbain. Il s'agit de $C_7H_{11}NO_3$. En ce qui concerne la matière vivante (cytoplasme bactérien), deux formules sont proposées : $C_5H_7NO_2$ ou bien $C_7H_9NO_3$.

La consommation d'oxygène dans l'unité de temps (notée qO_2) peut être donnée sous forme d'une somme de quatre termes, proportionnels l'un à la pollution dégradée, le seconde aux synthèses, le troisième à la masse bactérienne, et le quatrième à la fraction consommée des stocks, on écrit généralement : [7]

$$qO_2 = a' \cdot L_e + b' \cdot X_a \dots \dots \dots (III .15)$$

Avec :

qO₂ : exprimé en kg/j.

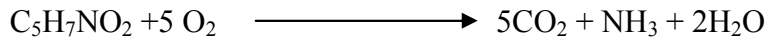
L_e : DBO₅ éliminée exprimée en kg/j.

X_a : masse totale de boue présente dans l'aérateur exprimé en kg

a' : la fraction de pollution transformée en énergie de synthèse au cours de l'épuration. C'est aussi la quantité d'oxygène à fournir aux bactéries pour qu'elles synthétisent la matière vivante à partir de 20g de pollution. Sa valeur est comprise entre 0,5 et 0.6 kg O₂/kg DBO₅.i.

b' : coefficient lié à la respiration endogène. ($b'=0,01-0,07$ kg O₂/kg MVS.j).

Les coefficients a' et b' sont déterminés expérimentalement au laboratoire, à partir de l'équation relative à l'oxydation de la matière vivante qui s'écrit :



On constate que 113g de matière vivante exige 160 g d'O₂ pour être minéralisées.

Si on appelle (b) le coefficient représentant la quantité de matière vivante détruite par endogène pour fournir l'énergie d'entretien.

On a : $b' = \frac{160}{113} b$ soit : $b' = 1,42b$

b : est exprimé en kg MVS détruit / kg MVS .j

L'oxydation d'une cellule de formule C₅H₇NO₂ requiert 1,42 fois son poids d'oxygène

D'où : **$a' = 1,42 a$**

II.3. Le décanteur secondaire (la clarification)

Le clarificateur est un ouvrage, placé en sortie du bassin d'aération, qui présente trois fonctions : une première fonction consistant en la séparation de la boue et de l'eau épurée, une seconde d'épaississement en permettant par la suite une recirculation de boues concentrées vers la zone anoxie et enfin un stockage temporaire des boues. De façon générale, le système fonctionnera tel que le flux ascendant d'eau clarifiée ne perturbe pas le flux descendant de boue. [7]

Un des paramètres important pour le dimensionnement réside, en premier lieu, dans le choix du temps de séjour. Ce dernier doit être suffisant grand de façon à permettre une bonne efficacité de l'ouvrage mais surtout pas trop important pour éviter notamment toute réaction de dénitrification. Un autre paramètre primordial constitue le choix d'une vitesse ascensionnelle, ou encore appelée charge hydraulique superficielle, qui représente la vitesse permettant de fixer une surface telle que la décantation soit efficace. Cette vitesse doit, en théorie, être appliquée en fonction des propriétés de la boue c'est-à-dire son indice et sa concentration. L'indice de boue permet ainsi de définir les caractéristiques de décantation des boues étudiées. [7]

Il existe deux formes possibles pour le clarificateur, circulaire ou rectangulaire. Les rectangulaires présentent l'avantage d'une implantation au sol plus compacte mais possèdent un coût de fonctionnement plus élevé que dans le cas des clarificateurs circulaires. Ces derniers peuvent être cylindrique ou cylindro-conique c'est-à-dire avec une pente de fond, appelée radier, plus ou moins importante (10 à 15 % minimum). Aujourd'hui, les clarificateurs sont généralement à fond plat de façon à améliorer le fonctionnement de l'installation. [7]



Figure II.4 : Clarificateur

II.4. Le traitement tertiaire (la désinfection)

Il a pour but de compléter plus ou moins l'épuration selon les normes de rejet applicables aux eaux épurées ou selon l'utilisation de ces eaux après traitement.

Ce traitement est absent ou peu nombreux dans le cas de rejet en rivière. L'évaluation du risque de contamination et l'efficacité de la désinfection sont généralement appréhendées via le dénombrement de germes indicateurs (coliformes totaux, coliformes fécaux, streptocoques fécaux). Dans les effluents secondaires, après traitement par boues activées, on dénombre généralement pour les effluents urbains 105 à 108 coliformes totaux par 100 ml, 104 à 107 coliformes fécaux par 100 ml et 104 à 106 streptocoques fécaux par 100 ml. [7]

Il existe de nombreuses techniques de désinfection :

- Le chlore
- Désinfection utilisant le dioxyde de chlore
- l'hypochlorite de sodium (eau de Javel)
- Désinfection à l'ozone
- Désinfection par rayonnement UV

Conclusion

Pour notre projet on propose d'adopter le processus par boue activée pour traiter les eaux usées de notre agglomération, et cela en raison du bon rendement épuratoire qu'il procure et de la disponibilité du terrain d'implantation du projet.

Chapitre III

Traitement des boues

Introduction

Les boues d'épuration (urbaines ou industrielles) sont les principaux déchets produits par une station d'épuration à partir des effluents liquides. Ces sédiments résiduaux sont surtout constitués de bactéries mortes et de matière organique minéralisée. Ces derniers subissent plusieurs traitements afin de réduire leur volume, limiter les quantités à stocker, les stabiliser pour en améliorer les caractéristiques physiques et arrêter leur biodégradation pour pouvoir limiter les nuisances olfactives et les risques sanitaires.

III.1. Origine des boues résiduaux

L'appellation des différents types de boues résulte de la combinaison de plusieurs critères :

- nature de l'effluent (Urbain, laiterie, abattoir, papeterie,...etc.).
- caractéristique du traitement des eaux (primaire, physico-chimique, biologique),
- procédé de stabilisation (aérobie, anaérobie, chaulage, compostage),
- état physique des boues (liquide, pâteux, solide, pulvérulent, granulé),
- type de matériel de déshydratation (filtre-presse, centrifugeuse, table d'égouttage,...etc.).

L'ensemble des combinaisons possibles montre qu'il existe en théorie un grand nombre de types de boues. Toutefois, les principaux types de boues dans une station d'épuration sont les suivants :

III.1.1. Les boues primaires

Elles résultent de la simple décantation des matières en suspension contenues dans les eaux usées brutes. Elles ne sont pas stabilisées.

Elles sont riches en matières minérales et contiennent des matières organiques susceptibles d'évolution. Elles présentent des concentrations élevées. Elles sont obtenues dans les décanteurs digesteurs ou dans les décanteurs primaires des stations d'épuration par boues activées. [24]

III.1.2. Les boues physico-chimiques :

Variante des boues primaires, sont obtenues par l'adjonction de réactifs (sels de fer, d'aluminium ...) visant à coaguler la fraction colloïdale des matières contenues dans les eaux usées. Présentant des concentrations assez élevées, elles nécessitent une stabilisation et posent des problèmes spécifiques de destination finale du fait des ajouts de réactifs, et plus particulièrement de sels métalliques. [22]

III.1.3. Les boues secondaires

Elles proviennent d'une épuration biologique des eaux (boues activées, disques biologiques, lits bactériens...). Ces boues, de concentrations médiocres (10 g/l), sont très organiques car elles sont principalement constituées de corps bactériens et de leurs sécrétions.

III.1.4. Les boues mixtes

C'est le mélange de boues secondaires avec les boues primaires. Les boues mixtes sont celles qui sont issues de la quasi-totalité des filières de traitement complètes.

III.1.5. Boues d'aération prolongée

Ce sont une variante des boues mixtes. Dans ce procédé, comme d'ailleurs en lagunage naturel et en lagunage aéré le traitement n'inclut pas d'étape de décantation primaire. L'ensemble des déchets est donc soumis à l'aération et les boues obtenues, particulièrement peu concentrées, sont suffisamment minéralisées pour ne pas produire de nuisance ultérieure.

III.2. Caractéristiques des boues

Les boues urbaines sont essentiellement composées des :

- ✓ **éléments fertilisants** : les boues sont riches en matières organiques (phosphore, azote).
- ✓ **éléments indésirables** à savoir :
 - Des éléments traces minéraux : ils sont constitués en majorité des métaux. Certains de ces éléments occupent une place essentielle à faibles concentrations dans l'organisme (Oligo-éléments), mais deviennent généralement toxiques au-delà d'un certain seuil.
 - Des micro-organismes pathogènes : virus, bactéries, protozoaires, et les champignons. Ils sont notamment présents dans les matières fécales rejetées dans les réseaux d'eaux usées et donc inévitablement présents dans les boues brutes.
 - Des micropolluants organiques : les substances les plus fréquemment considérées sont HPA (Hydrocarbures Polycycliques Aromatiques) et les PCB (Polychlorobiphényles) car ils sont particulièrement persistants. Les composés suivants entrent aussi dans cette catégorie : pesticides, résidus de médicaments, nitrates.

III.2.1. La siccité d'une boue

La boue est essentiellement constituée d'eau et de matières sèches (MS). Le pourcentage d'eau représente l'humidité ; le pourcentage de matières sèches la siccité. Ainsi une boue à 10 % de siccité présente une humidité de 90 %.

III.2.2. Le taux de Matières Volatiles Sèches

Les matières sèches (MS) sont composées de matières minérales (MM) et de matières organiques appelées matières volatiles sèches (MVS). La concentration des MVS est généralement exprimée en pourcentage par rapport aux MS : on parle de taux de MVS. Le contrôle de ce paramètre permet de suivre la stabilité de la boue.

III.2.3. Consistance de la boue

La consistance de la boue est un critère essentiel pour le stockage, l'homogénéisation, la manutention, l'enfouissement, etc. La consistance de la boue est liée à son état physique. Quatre états physiques sont généralement définis en tenant compte de la siccité :

Tableau III.1 : le pourcentage de siccité pour chaque état physique des boues. [24]

Etat physique des boues	Le pourcentage de siccité
Boue liquide	0 à 10 %
Boue pâteuse	12 à 25 %
Boue solide	supérieure à 25 %
Boue sèche	supérieure à 85 %

III.3. Les principales méthodes de traitement des boues

Les boues se présentent au départ sous forme liquide et avec une forte charge en matière organique hautement fermentescible. Ces deux caractéristiques sont gênantes quelle que soit la destination des boues et imposent la mise en place d'une filière de traitement, c'est-à-dire une suite organisée de procédés qui agissent de façon complémentaire.

Tableau III.2 : Opération du traitement des boues. [24]

Opérations	But
Concentration Epaississement	Eliminer une partie de l'eau interstitielle afin d'éviter son transport.
Stabilisation	Limiter les évolutions ultérieures s'accompagnant de nuisances. (fermentation, mauvaises odeurs)
Conditionnement	Modifier les caractéristiques de la boue afin de faciliter la séparation des phases solides et liquides
Déshydratation	Augmenter la siccité afin de rendre le produit solide ou pâteux
Hygiénisation	Eradiquer la charge en micro-organismes pathogènes
Stockage	Assurer une capacité tampon harmonisant les besoins d'extraction et les possibilités d'évacuation à l'extérieur.
Reprise	Permettre l'utilisation finale.

III.3.1. Epaississement

L'épaississement constitue, en fait, le premier stade de la réduction de volume des boues. Cette étape est obligatoire quelle que soit la destination finale des boues car celles-ci sont constituées principalement d'eau.

Il peut se faire en plusieurs niveaux dans le schéma de traitement des boues, et présente aussi de nombreux avantages :

- Amélioration du taux de réduction des matières organiques.
- Amélioration des rendements des dispositifs de déshydratation et de séchage.
- Soulage les décanteurs primaires et évite tout risque de fermentation des boues

Cet épaissement peut se faire simplement par voie gravitaire, dans un concentrateur ou par des moyens mécaniques (égouttage, flottation ou centrifugation), ou une partie de l'eau interstitielle ainsi obtenue est évacuée. De plus il est effectué selon deux techniques:

III.3.1.1.Épauissement par gravitation

Cette technique consiste à introduire la suspension boueuse dans un ouvrage appelé épaisseur de façon à permettre une concentration des boues au fond de l'ouvrage.

La hauteur de boues doit être telle qu'elle évitera toute turbulence dans l'appareil. Le temps de séjour des boues est assez élevé et il est de l'ordre de 10 à 15 jours. Cependant, selon la nature de la boue, le temps de séjour peut descendre à 5 jours afin d'éviter les phénomènes de fermentation.

Une fois concentrées, les boues sont retirées de l'appareil et alimentent les autres maillons de la chaîne de traitement. [7]

Ce type de dispositif possède un système de mécanisation permettant le recyclage et l'agitation lente du processus.

III.3.1.2.L'épauissement dynamique (flottation, égouttage, centrifugation)

➤ Épauissement par flottation

Cette technique consiste à diminuer la masse apparente de la boue par adsorption de fines bulles de gaz et d'en provoquer l'entraînement vers la surface.

Cette technique est utilisée pour des boues biologiques d'aération prolongée ou de biofiltration (concentration de l'ordre de 2 à 8 g/l maxi), en général pour des installations de moyenne et grosse importance (>40 000 Eq.Hab). Elle présente plusieurs avantages (faible emprise au sol : 4 fois moins de place qu'un épauissement statique, meilleur rendement d'épauissement 60 à 200 mg/l dans le surnageant, contrôle des odeurs car le milieu est aéré. [12]

➤ L'égouttage

Cette technique est en général utilisée pour des petites STEP et avec des boues biologiques d'aération prolongée (5 à 10 g/l). Elle permet une réduction du volume de boues de l'ordre de 6 à 7 (siccité de l'ordre de 5 - 8 %). Souvent, la grille d'égouttage est associée à une déshydratation sur filtre bande. [12]

➤ La centrifugation

Cette technique, comparable à la flottation, est en général utilisée pour des boues biologiques ou de traitements tertiaires physico-chimiques. Elle est en général utilisée pour des STEP moyennes (20 à 100 000 Eq.Hab) ou dans des STEP compactes. Ce procédé est onéreux en investissement et en exploitation mais assure une excellente maîtrise des nuisances olfactives. [2]

III.3.2.Stabilisation

Les techniques de stabilisation vont consister essentiellement à ralentir, voire stopper, les fermentations putrides génératrices de nuisances olfactives.

Il existe différents types de stabilisation des boues : stabilisation biologique aérobie ou anaérobie (digestion), stabilisation chimique et stabilisation thermique.

III.3.2.1. Stabilisation aérobie

Ce procédé consiste, par une aération prolongée des boues, à provoquer le développement de micro-organismes aérobies, jusqu'à dépasser la période de synthèse des cellules et réaliser leur propre auto-oxydation (temps de séjour nécessaire : **12-15 jours**).

Comme tout procédé biologique, la stabilisation aérobie est influencée par la température. Cependant, du fait de sa rusticité, de la simplicité de sa conduite, de son aisance à supporter les variations de charge, ce procédé se développe considérablement dans les installations de moyenne importance.

III.3.2.2. Stabilisation anaérobie

Dans ce procédé, la dégradation des matières organiques est réalisée par des bactéries anaérobies. La digestion anaérobie est donc une fermentation en absence d'oxygène qui permet de stabiliser les matières organiques en les transformant, le plus souvent, en gaz méthane et en gaz carbonique. On admet que la digestion anaérobie comprend deux phases:

- une première phase au cours de laquelle, des acides volatils sont formés par des bactéries acidifiantes.
- une deuxième phase qui est une phase de gazéification réalisée par des bactéries méthanogènes.

III.3.2.3. Stabilisation chimique

Ce procédé consiste à bloquer simplement l'activité biologique, et donc l'évolution de la boue, par adjonction d'une quantité importante de chaux en élevant le pH au-delà de 11.

La stabilisation à la chaux est adaptée à une évaluation rapide des boues vers leur utilisation finale car le blocage de l'activité bactérienne est réversible.

En effet, un stockage prolongé permet par un retour à des conditions de pH proches de la neutralité, une recolonisation bactérienne et une reprise des fermentations. Le chaulage suppose généralement une déshydratation préalable des boues, sauf dans le cas du filtre-pressé où un lait de chaux est mélangé aux boues liquides. Les boues chaulées obtenues sont de structure pâteuse ou solide. [2]

III.3.2.4. Stabilisation thermique

La stabilisation thermique des boues peut être réalisée :

- Par pasteurisation des boues liquides à une température de 70°C pendant 30 minutes. La destruction des germes pathogènes est obtenue par ce procédé, à l'exception de quelques espèces (sous forme de spores),
- Par séchage thermique partiel ou poussé, à une température de 80 à 100°C,
- Par autoclavage (cuisson à 180-220°C) induisant une destruction totale des germes. Ce procédé est utilisé pour faciliter la déshydratation mécanique des boues et non dans un but de stabilisation.

III.3.3. Déshydratation des boues

La déshydratation permet de diminuer la teneur en eau des boues, et d'atteindre en sortie une siccité allant de 15% à 40%, variable selon la filière de traitement des eaux, la nature des

boues et la technique de déshydratation utilisée. Elle s'opère sur un mélange de boues primaire, secondaire voire tertiaire.

III.3.3.1. Déshydratations naturelle

Le séchage des boues sur des lits de sable réside en deux temps :

- Dans un premier temps, se fait une filtration de l'eau à travers le support, par des forces à très faible pression qui sont essentiellement des forces gravitaires. L'eau est recueillie par un système de drains disposés à la base du lit. Le temps de cette première phase est relativement rapide puisqu'il est de 1 jour pour les boues primaires et de 4 -5 jours pour un mélange de boues primaires et de boues secondaire.

- Dans un deuxième temps, a lieu l'évaporation de l'eau liée, en faisant appel à des forces extérieures comme les conditions météorologiques. L'apparition de fissures augmente la surface de contact avec l'atmosphère qui se traduit par une évaporation plus intense. Cette deuxième phase dépend de divers facteurs tels que la température, l'humidité relative de l'air au contact de la boue et de l'épaisseur de la boue.

➤ Le lit 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 épanchées 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.

III.3.3.2. Déshydratations mécanique

III.3.3.2.1 La filtration sous vide

La boue préalablement conditionnée alimente en continu une auge dans laquelle est en partie immergé un tambour recouvert d'une toile filtrante. Ce tambour est constitué de compartiments étanches qui seront alternativement soumis à une pression atmosphérique.

La dépression, effective sur les 2/3 de la surface filtrante, permet de constituer un film épais de boue sur la toile lors de l'immersion du tambour, puis l'essorage du gâteau après son émergence. Le retour à la pression atmosphérique correspond aux phases successives de décharge de la boue déshydratée et de rinçage de la toile par une eau sous pression. [10]

III.3.3.2.2 Les filtres presses

Le filtre-pressé est une technique de déshydratation qui consiste à exercer mécaniquement une forte pression sur la boue. Cette dernière libère l'eau interstitielle au travers d'un filtre. Il se forme alors, avec les solides retenus, un « gâteau » plus ou moins sec.

Des réactifs de coagulation / floculation sont utilisés, leur fonction principale étant d'augmenter l'agglomération des particules. Cela permet de faciliter la filtration de ces

particules. Le chlorure ferrique et la chaux sont les conditionnements les plus souvent choisis, mais il est aussi possible d'utiliser des électrolytes polymères. L'emploi de polymères et de toiles spécifiques facilite la dépose du gâteau, étape cruciale de la déshydratation.

Il faut ensuite effectuer un lavage des toiles : plus la boue est « biologique », plus le lavage ne devra pas être puissant.

Ce lavage génère d'ailleurs d'importantes quantités d'eaux chargées en MES, qui sont réintroduites en amont de traitement. La dilution des boues qui en résulte doit être pris en compte afin de déterminer la capacité de l'installation.

III.3.3.2.3 Les filtres à bande

Consiste en une compression et un cisaillement des boues entre deux toiles. Les premiers modèles (à basse et moyenne pression) ne permettaient d'atteindre que 15 à 17% de siccité. Les modèles plus récents (à haute pression) permettent d'atteindre jusqu'à 18 à 20%. En sortie, les boues se présentent sous forme de petites plaques.

III.3.3.2.4 Centrifugation des boues

La centrifugation est une technique de séparation des phases liquides - solides dont le principe relève de la loi de la pesanteur et elle est basée sur l'action de la force centrifuge.

Remarque

La déshydratation mécanique concerne surtout les grosses stations (plusieurs dizaines ou centaines de milliers d'EH). Depuis récemment, elle se développe dans les moyennes installations (de 3.000 à 10.000 EH). Dans les très grosses, il s'agit le plus souvent de filtre-presses (car plus coûteux en investissement et en exploitation), et dans les petites (1000 à 2000 EH) de filtres à bandes. Les filtres à bandes seraient encore les matériels les plus utilisés pour la déshydratation.

III.3.4. Les traitements d'hygiénisation

C'est un traitement qui réduit à un niveau non détectable les agents pathogènes présents dans la boue. Une boue est considérée comme hygiénisée quand, à la suite d'un traitement elle satisfait aux exigences définies dans le tableau III.4.

L'hygiénisation des boues ne s'impose que dans certains contextes d'utilisation agricole la plupart des boues épandues ne sont pas hygiénisées, la maîtrise du risque sanitaire reposant de façon satisfaisante sur l'application de règles de bonnes pratiques. Les traitements d'hygiénisation résultent souvent d'une conduite particulière des traitements de stabilisation : des boues correctement chaulées, séchées thermiquement ou encore compostées peuvent être considérées comme des boues hygiénisées. Cette liste de traitement n'est pas limitative. Des traitements comme la pasteurisation ou l'ionisation ; hygiénisent les boues mais sans les stabiliser.

Tableau III.3 : Seuils de références pour les teneurs en micro-organismes pathogènes

Salmonelles	Entérovirus	Œufs d'helminthes pathogènes viables
<8 NPP/10 g MS	<3 NPPUC/10g MS	< 3/10 g MS

Remarque :

NPP : Nombre le Plus Probable

NPPUC : Nombre le Plus Probable d'Unités Cytopathiques.

MS : Matière Sèche

III.3.5. Stockage

Son rôle est essentiel vis-à-vis du bon fonctionnement de la station d'épuration puisqu'il doit assurer la souplesse entre les extractions discontinues vers l'utilisation finale des boues.

Dans certains cas (lagunage naturel, lagunage aéré, lagune-culture fixée- lagune), la fonction de stockage est couplée à la fonction de stabilisation dans les vastes ouvrages de traitement des eaux eux même. Ailleurs (décanteurs-digesteurs, lits bactériens,...etc), la capacité de stockage de l'ordre de 6 mois peut être limitée vis-à-vis des possibilités de débouché agricole et nécessite une gestion appropriée (choix des périodes d'extraction). Le développement des capacités de stockage dans les ouvrages appropriés se fait, soit par augmentation de leur volume, soit par l'augmentation des concentrations des boues stockées.

III.4. Destination finale des boues**III.4.1. Valorisation agricole**

C'est la filière d'évacuation des boues la moins onéreuse elle présente de plus l'intérêt de valoriser les composants de la boue tels que l'azote, le phosphore et la matière organique nécessaires au développement des plantes. Cette solution doit être envisagée lorsque les boues ne contiennent pas d'éléments toxiques et que les terrains agricoles sont proches de la station d'épuration.

Elle consiste à épandre des boues traitées sur des terres agricoles pour tirer parti avec l'agriculteur, l'épandage doit être organisé par le producteur des boues, c'est à dire l'exploitant des unités de collecte et de traitement des eaux usées.

L'épandage est encadré par une réglementation stricte, qui fixe les modalités techniques et administratives, ainsi que la traçabilité.

III.4.2. Incinération

L'incinération des boues dans une installation spécifique est réservée à des stations d'épuration de taille importante.

Par contre, la proximité d'une usine d'incinération d'ordures ménagères peut rendre ce débouché intéressant pour de petites unités.

La siccité à laquelle il faut livrer les boues à l'usine d'incinération est fonction de plusieurs paramètres techniques et économiques. [24]

III.4.3. La mise en décharge contrôlée

Elle ne peut être réservée qu'aux non conformes aux seuils de recyclage ou aux boues dont l'épandage est localement impossible.

Les boues peuvent être stockées dans les décharges réservées aux ordures ménagères avec un seuil minimal de siccité de 30%.

Conclusion

Les divers procédés d'épuration des eaux usées actuels entraînent une production plus ou moins importante de boues résiduelles. La matière solide de ces résidus contient à la fois des éléments naturels valorisables et des composés toxiques en relation avec la nature des activités raccordées au réseau d'assainissement, industrielles ou domestiques. Afin de préserver l'environnement, limiter le risque sanitaire et pouvoir réutiliser ses boues sans risque, les boues doivent impérativement passer par une succession de traitements.

Chapitre IV

Présentation de la zone d'étude

Introduction

Avant tout projet d'implantation d'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 ou indirecte sur la conception du projet, notamment les critères de sélection du site d'implantation de la station.

Les études préliminaires à réaliser sont :

- ✓ Etude géographique ;
- ✓ Etude topographique
- ✓ Etude géologique ;
- ✓ Etude géotechnique ;
- ✓ Etude hydrogéologique ;
- ✓ Caractérisation des effluent à traiter ;
- ✓ Evaluation des débits et des charges polluantes.

IV.1.Situation géographique

Tizi Ouzou est située au cœur de la Kabylie, non loin de plusieurs villes côtières telles que : Dellys à 40 km au nord-ouest, Boumerdès à 60 km au nord-ouest, Tizirt à 45 km au nord, et Azeffoun à 60 km à l'est.

Notre zone d'étude est composée du :

- **Lotissement Sud Ouest ;**
- **Lotissement Louggar ;**
- **Lotissement Anar Amellal ;**
- **Nouveau pole Urbain de Tizi Ouzou (Oued Falli) :** située à près de 2km au Sud Ouest du chef lieu de la commune de Tizi Ouzou, il est limité au nord par la RN12, au sud par le lotissement Anar Amellal, à l'est par le lotissement Sud Ouest, la zone de dépôt et boukhalfa et à l'ouest par oued Sebt.
- **La station d'épuration de Boukhalfa :** cette station traite les effluents domestiques de la partie ouest de l'agglomération de Tizi Ouzou, elle s'étale sur 1 ha environ et possède une capacité de 25000 équivalents habitants, située à l'ouest de la ville de Tizi-Ouzou à proximité de la RN12.
 - Sachant qu'à partir de 2018, la capacité épuratoire de la station devrait correspondre à 25534 eq/hab ; or la station est dimensionnée pour 25000 eq/hab et vu qu'il n'y a pas de place pour une éventuelle extension, le débit d'eaux usées qui arrive à la station sera redirigé vers la future station d'épuration d'Oued Falli.



Figure IV.1 :Plan de situation de la zone d'Oued Falli (source Google Earth).

IV.1.1 Zone d'implantation de la future station d'épuration :

Un site répondant a une parfaite prise en charge du pole urbain et des lotissements périphériques, situé en contre bas de ses dernier a été choisie.



Figure IV.2 :Zone d'implantation de la nouvelle station d'épuration Oued Falli.

Les critères de sélection de ce site sont les suivants :

- Situation topographique favorable (un point bas) ce qui facilite l'écoulement gravitaire des rejets.
- Absence d'habitation à proximité.
- disponibilité du terrain (8 ha).
- terrain plat ce qui réduit les travaux de terrassement lors de la réalisation de la station.
- Le site ayant une géologie favorable pour supporter les ouvrages projetés.
- La source d'énergie électrique est très proche (la ligne électrique de moyenne tension approximation du site) ;
- Le site est situé à proximité de la RN 12 ce qui facilite l'exploitation et la gestion de la STEP (bonne servitude).

Il a une superficie de 8 ha, il est situé à environ 200m à 250m au nord de la RN 12 reliant Alger et Tizi Ouzou.

Ses limites sont matérialisées par :

- **Au Nord** : l'oued Sébaou ;
- **Au Sud** : un terrain agricole ;
- **A l'Est** : une orangerie ;
- **A l'Ouest** : une orangerie ;

IV.2. Situation géologique

IV.2.1. La morphologie

La structure de la zone d'étude n'est pas mise en évidence car, la prédominance d'une lithologie tendre marneuse avec l'inclinaison des pentes et les quantités abondantes des pluies ont donné naissance à des formes non structurales (absence d'affleurement dure) ; il s'agit de versants convexes réduits en lanières bombées vers le ciel. Pour les formes liées à l'action des eaux de ruissellement, on dénote les ravins en V qui sont inscrits au dépend de la formation imperméable marneuse et argileuse.

On remarque aussi la présence des vallons en berceau de direction NW qui sont dus à la concentration des eaux de ruissellement.

IV.2.2. La lithologie de la zone d'étude

La lithologie est une branche de la géologie qui étudie la composition des sédiments ou des roches, comprenant les caractéristiques physiques et chimiques, telles que la couleur, la composition minéralogique, la dureté ou la taille des grains. Oued falli présente une multitude de faciès qui sont moyennement stable dans les zones de dépression en bordure des principaux Oueds (plaines et terrasses alluviales).

Les plus présentés sont énumérés ci-après :

- **Argile**

Formations très peu perméables et sensibles à l'érosion au même titre que les marnes. Les argiles sont localisées essentiellement au niveau des dépressions où elles côtoient les formations alluvionnaire.

- **Les marnes**

Formations très sensibles à l'érosion et souvent sujettes aux glissements de terrains quand elles sont situées en forte pente. Elles sont principalement rencontrées sur les versants qui surplombent de part et d'autre la vallée de Sébaou.

- **Terres végétales**

Constituées d'argile limoneuse brune d'épaisseur variable de 0 à 80 cm.

- **Argile marneuse**

Cette couche peu atteindre une épaisseur variable de 2 à 3 mm.

IV.2.3. Géologie de la zone d'implantation de la station d'épuration

Des travaux de reconnaissance géotechnique (essais de pénétration dynamique, sondage de reconnaissance, travaux de laboratoire) réalisés par le Cabinet d'Etude Géotechniques et Minières « EURL – C.E.G.G.M » Rouiba, on permit d'aboutir aux résultats suivant :

- **Du point de vue topographie et lithologie** : le site présente un relief topographique plat et il est constitué par les formations suivantes :
 - Une couche de remblais de puissance variable (assez épaisse au Nord et mince au Sud)
 - Une couche d'argiles (graveleuses caillouteuses brune verdâtres et sableuses grisâtres à certain endroits)
 - Une couche de TVO constitué par des galets et cailloux arrondis à subarrondis dans une matrice sablo argileuse.
- **Du point de vue portance** : les graphes de pénétration dynamique présentent une allure différente révélant l'existence de deux zones distinctes :

Une zone Sud: Composée par des couches qui opposent des résistances au battage assez bonnes au-delà généralement de 1.5 m de profondeur. Les résistances au battage augmentent progressivement avec la profondeur des couches traversées et deviennent bonnes à très bonnes en profondeur.

Les graphes présentent une allure caractéristique en dents de scie révélant la présence de points durs (cailloux et graviers) contenus dans la matrice sablo argileuse.

Une zone nord : Dont le sous sol est constitué par des couches de résistance au battage moyennes (R_p comprises entre 20 et 30 bars) et ce sur 6.50 m de profondeur. Néanmoins, au-delà 6.50 m, les résistances au battage augmentent progressivement avec la profondeur des couches traversées et deviennent assez bonnes à bonnes en profondeur.

Les graphes présentent une allure caractéristique en dents de scie révélant la présence de points durs (cailloux et graviers) contenus dans la matrice sableuse.

- Les formations rencontrées sont pratiquement non compressibles et non gonflantes ; de ce fait les tassements sont généralement négligeables instantanés.

- *L'analyse chimique* de sol révèle une agressivité nulle pour le béton armé hydraulique. Donc aucune mesure préventive n'est à utiliser pour le béton de l'infrastructure.

IV. 3. Situation hydrographique

La zone d'étude fait partie du sous bassins versant de l'Oued SebaouSebt, limité par les coordonnées géographiques LL (3,9410°, 36,5744°) et LL (4 ,1728°, 36,8335°), ce sous bassin couvre une superficie de l'ordre de 301km² avec un périmètre de 94,8km. Il est de forme allongée ce qui favorise la concentration des eaux ruisselées.

La zone Oued falli est située à la partie méridionale du sous bassin versant, elle est marquée sur sa marge Ouest par le passage de l'oued sebt, d'ou la nomination de sous bassin versant.

Le réseau hydrographique qui caractérise la zone est de type hiérarchique comme l'ensemble de l'Algérie du nord, ce type de réseau est favorisé par la présence d'une lithologie tendre de relief plus ou moins accidenté, ajoutant les quantités importantes de pluie.

IV.4. Situation climatique

Oued Falli se situe dans la zone du climat méditerranéen. Toutefois, en raison des massifs montagneux qui entourent la ville, ce climat est de type méditerranéen caractérisé par deux périodes ; L'une humide avec un hiver doux dont la moyenne des températures est de l'ordre de 12°C et l'humidité relative de 80%. L'autre est relativement sèche avec une moyenne des températures enregistrée au mois d'Août est de l'ordre de 27°C et une humidité de 54%.

Oued Falli s'inscrit dans l'étage bioclimatique humide qui reçoit une hauteur d'eau atteignant 1000mm. Cette quantité abondante est justifiée par la présence d'une chaîne montagneuse de Djurdjura constituant une barrière qui freine les perturbations venant du N et du NW.

Pour donner un aperçu général sur le climat de la zone d'étude, nous avons utilisé les données recueillies au niveau de l'agence nationale des ressources hydriques (ANRH) de Tizi Ouzou et qui proviennent des mesures effectuées par la station de Draa ben kheda (DBK), du fait qu'elle est proche et qu'elle présente le même relief que le site d'étude.

❖ **Coordonnées de la station** : - code de la station : 021810

- Nom de la station : TIZI OUZOU- ANRH

- Coordonnées GPS : 36°44'26''N; 58°22'05''E

IV.4.1. Pluviométrie

L'étude pluviométrique constitue un élément essentiel pour l'analyse des ressources en eau. La connaissance des pluies journalières et des intensités maximales est primordiale pour les aménagistes afin de pouvoir dimensionner certains ouvrages hydrauliques tels que les réseaux d'égouts, les drains urbains et les caniveaux d'évacuation des eaux pluviales.

Cette étude nécessite des données sur une période plus ou moins longue, homogène et dépourvue d'erreurs systématiques.

La série des pluies observées à la station de DBK peut être considérée comme représentative de la zone d'étude de 1979-1980 à 2009 -2010.

Tableau V.1 : Série pluviométrique (1979 -1980 à 2009-2010)

Année	sept	oct	nov	déc	jan	fév	Mars	avr	mai	juin	juil	aout	P,annuelle(mm)
1979-1980	94,5	80,3	150,1	37,3	137,2	32,3	143,0	121,7	21,0	--	--	2,5	819,9
1980-1981	2,0	57,7	82,3	267,2	35,6	65,7	97,3	73,5	31,2	--	--	44,3	756,8
1981-1982	2,3	52,2	25,3	116,0	224,9	152,2	29,5	20,0	43,0	7,6	--	2,6	675,6
1982-1983	135,0	96,0	201,2	161,5	2,0	62,9	44,9	12,4	11,5	--	--	32,7	760,1
1983-1984	0,5	38,4	77,6	56,0	123,5	138,1	78,0	31,7	--	--	--	--	--
1984-1985	--	--	--	179,7	121,6	54,9	241,9	17,9	90,6	0	0,9	0	--
1985-1986	38,5	54	84,7	67,5	78,8	116,5	209,5	47,3	6,7	18	7,3	9	737,8
1986-1987	23,1	46,2	105,2	254,6	191	239,1	73,2	7,9	22,8	13,5	1,1	3,5	981,2
1987-1988	18,1	37,9	114,5	59,4	61,3	48,9	84,2	83,1	33,4	37	11,3	0	589,1
1988-1989	58,2	5,6	70,5	246,6	55,5	38,1	36,8	132,8	6,9	9,7	3,9	51,6	716,2
1989-1990	23,5	30,5	80,5	34	83,8	0,1	39,5	83,1	84,3	19,8	25,4	0	504,5
1990-1991	8,1	63,6	64,6	201	103,2	139	83,9	46,1	36,1	2,9	0,6	6,5	755,6
1991-1992	10,1	163,9	38,6	12,5	144,2	44,3	90,9	159,4	61,1	33,8	7,6	0,2	766,6
1992-1993	5,7	75,9	91,1	180,2	50,3	71,3	27,2	125,6	53	0,4	0	8,6	689,3
1993-1994	61,1	39,1	81,7	99,5	114	78,5	5	58,9	2,7	0,3	0	10,5	551,3
1994-1995	117,2	75,7	17,1	133	285,4	40,9	119,2	38,1	1,2	14,3	0,4	22,5	865
1995-1996	7,4	24,3	27,2	81,2	148,2	215,3	67,2	159,1	54,4	19,7	7,6	11,2	822,8
1996-1997	36,3	99,9	73,2	83,9	49,6	17,2	23,8	71,2	24,6	4,4	0,6	15,3	500
1997-1998	41,8	93	213,1	143,8	57,4	160,1	67,3	101,3	231,1	0,7	0	3,6	1113,2
1998-1999	26,3	84,1	125,7	99,1	113,8	99,8	75,7	17,7	44,1	0,6	0	2,6	689,5
1999-2000	29,9	15	152,9	217,2	21,1	5,8	7,1	36,5	64,3	6,3	0	0,3	556,4
2000-2001	6,4	51,9	82,7	75,3	227	77,3	2,6	38,7	44,1	0	0	0,9	606,9
2001-2002	38,3	7	60,4	69,8	86,2	34,2	47,3	54,3	37,7	1,5	1,7	23,4	461,8
2002-2003	24,8	39,1	200,9	276,7	316,2	105,4	49,3	162,5	34,8	2,8	3,7	1,3	1217,5
2003-2004	33,1	66,8	91,3	171,6	126,6	49,9	53,1	90,4	135,1	1,6	2,2	10,9	832,6
2004-2005	20,4	37,1	118	213,2	138,7	123,4	27,3	13,8	2,3	0	1,4	0,7	696,3
2005-2006	19,6	53,6	76,2	99,5	140,1	199,4	35,5	13,8	80,6	3,9	1	9,4	732,6
2006-2007	36,4	11,7	7,8	161,8	10,5	61	258,6	204,5	17,2	10	9,4	4,2	793,1
2007-2008	60	241,7	227,2	111,9	8,7	15,2	97,1	36,9	104,9	13,8	14,2	0	931,6
2008-2009	38,6	64,1	192,9	126,1	250,4	40,1	86,3	126,8	74	0	3,1	8,4	1010,8
2009-2010	153,1	48,1	123,2	148,7	101,6	58,8	112,7	99,6	75,4	25,8	0,6	16,2	963,8

Source : ANRH de Tizi Ouzou.

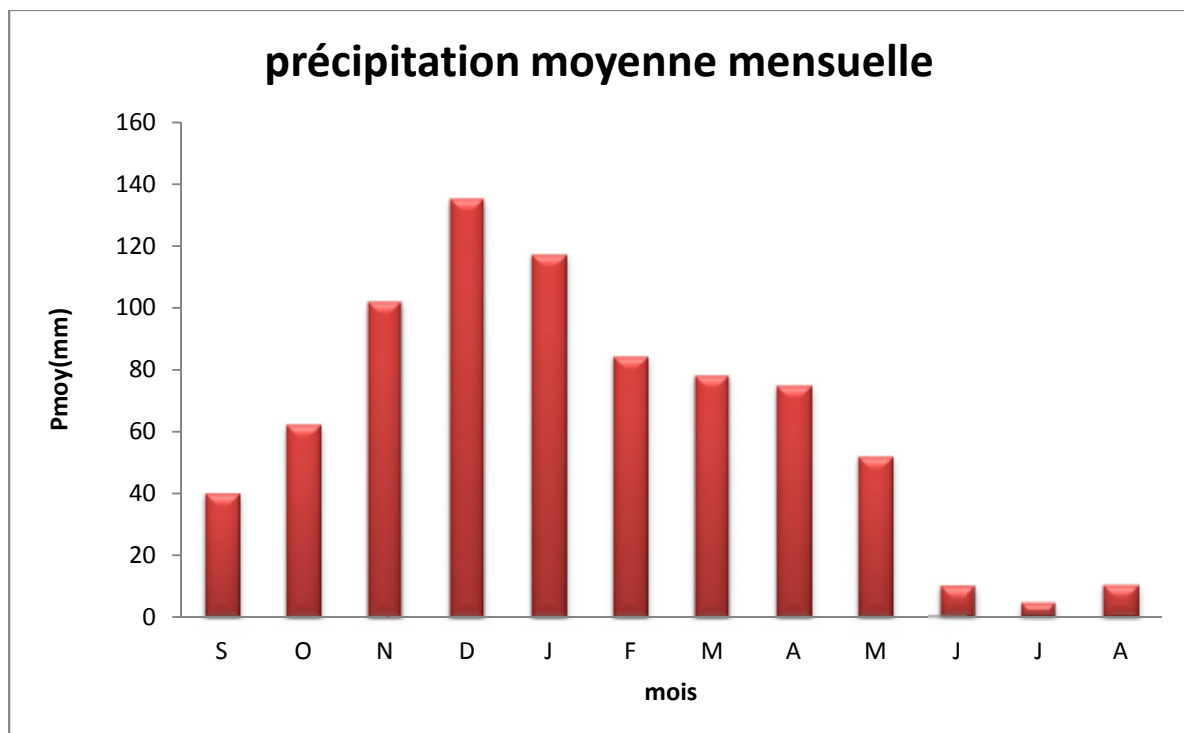
Remarque :

L'analyse des données pluviométriques montre que la hauteur maximale des précipitations a été enregistrée en 2002 -2003(1217,5mm), tandis que le minimum atteint en 2001-2002 est de (461,8mm).

Tableau IV.2 : Pluviométrie moyenne mensuelle et interannuelle (mm) pendant la période 1979-1980 à 2009-2010

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total
P_{moy} (mm)	39	61.8	101.9	135	116.4	83.4	77.9	73.8	51	9.2	4	10.1	763.5

Source : ANRH de Tizi Ouzou.

**Figure IV.3 :** Histogramme de la précipitation moyenne mensuelle.

IV.4.2. Température

La température est un élément primordial dans les phénomènes d'évaporation et d'évapotranspiration, elle constitue un paramètre clé dans la définition du déficit d'écoulement et de l'état hydrique des sols.

D'une manière générale on distingue deux saisons :

- Une saison froide qui s'étale de Novembre à Avril où les minima absolus peuvent descendre au dessous de 0 °c
- Une saison chaude qui s'étale de Mai à Octobre où les maxima absolus dépasser 45°C.

Les données récupérées auprès des services météorologiques sont celle de la période allant de 1990-2006 ; sont représentées dans le tableau ci-dessous:

Tableau IV.3 :Températures mensuelles moyennes, maximales et minimales durant la période 1990-2006.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	T _{moy,int an}
T _{moy} c°	10,5	11,3	14,4	16,2	20,7	26	29,3	29,7	25	21,4	15,4	11,7	19,3
T _{max} c°	15,8	17,5	21	22,8	28	33,8	37,7	38	33,4	28,4	21,2	16,9	26,21
T _{min} c°	6,3	6,9	9	10,6	14,9	19,4	22,3	23,2	18,9	16,3	11,2	7,8	13,9

Source: Office National de Météorologie

Avec :

T_{moy}: Moyenne mensuelle des températures.

T_{max} :Moyenne mensuelle des températures maximales.

T_{min}:Moyenne mensuelle des températures minimales.

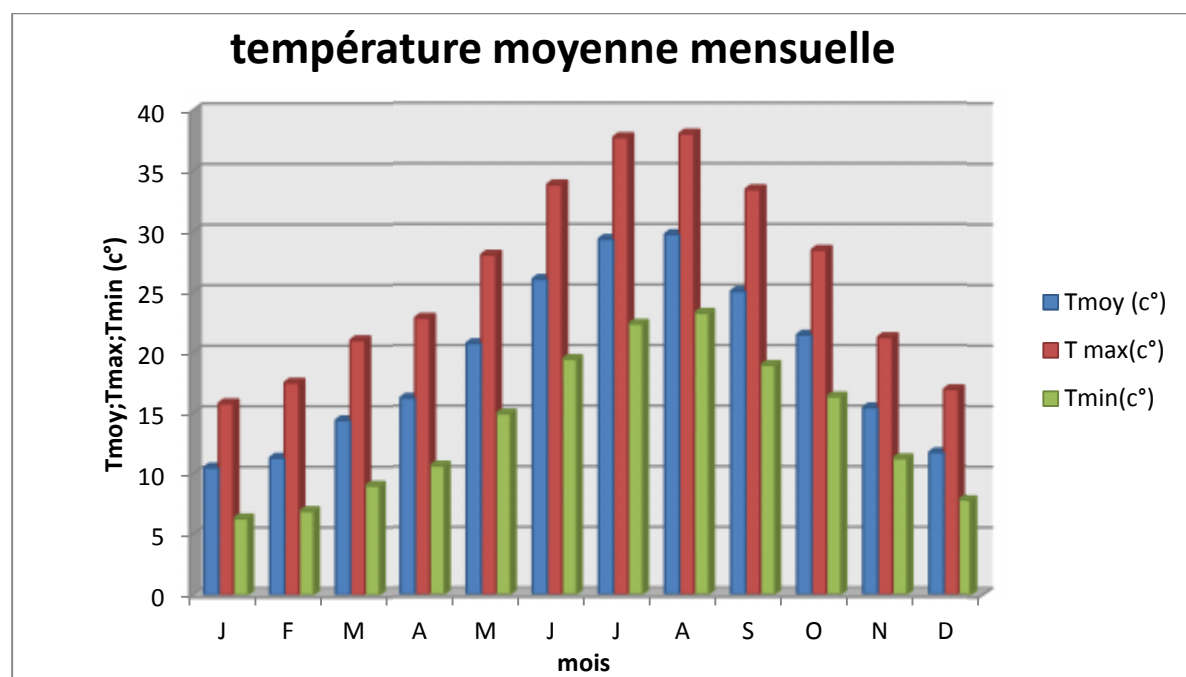


Figure IV.4: Histogramme de la température mensuelle moy, max et min.

IV.4.3.Vent

Le vent joue un rôle important car il conditionne le choix de l'orientation géographique du site d'implantation. En effet, sa direction, son intensité, et sa fréquence interviennent dans la propagation des poussières lors de la phase de construction de la station d'épuration et des odeurs lors de la phase d'exploitation de la station d'épuration ; Il s'agit d'un facteur

important dans l'élaboration du système de protection de la station d'épuration, car le vent se détermine par sa vitesse et sa direction.

Tableau IV.4 : Vitesse du vent mensuelle moyenne et maximale durant la période 1990-2006.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moyenne
V_{moy} (m/s)	1,4	1,4	1,7	1,9	2,1	2,5	2,3	2,1	1,8	1,5	1,5	1,6	1,8
V_{max} (m/s)	22,8	21,9	22,1	23,5	20,3	20,3	21,3	23,8	22	21,3	23,6	23,7	23,8

Source : ANRH de Tizi Ouzou.

L'analyse de ce tableau nous montre que les vitesses moyennes du vent sont comprises entre 1,4m/s et 2,5m/s.

IV.4.4.Ensoleillement

Ce facteur est primordial pour le bon fonctionnement d'un système d'épuration, notamment le lagunage naturel.

Tableau IV.5 : Ensoleillement mensuel moyen (heures) pendant la période 1991-1992 à 2005-2006.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moyenne
Ensoleillement (heures)	263	240	181.6	147	160	185	221	256	283	323	357	330	245,55
pourcentage d'ensoleillement (%)	36.53	32.26	25.22	19.76	21.51	27.66	29.7	35.56	38.04	44.86	47.98	44.35	33.62

Source: Office National de Météorologie

On remarque d'après le tableau ci-dessus que Oued Falli est caractérisée par un bon ensoleillement la valeur moyenne mensuelle maximale de l'ensoleillement est de l'ordre de 357Heures affichées le mois de juillet, tandis que la valeur moyenne mensuelle minimale est de l'ordre de 147 Heures enregistrées le mois de décembre.

IV.4.5.Gel

Ce phénomène est fréquent en hiver (Décembre à Février) avec un maximum de 3 jours au mois de Janvier, comme le montre le tableau suivant :

Tableau IV.6 : Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de gelée pendant la période 1990-2006

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moyenne
Nbr de jours	3	2	1	0	0	0	0	0	0	0	0	2	8

Source: Office National de Météorologie

IV.4.6. Neige

Tableau IV.7 : Valeurs moyennes mensuelles de nombre de jours de neige pendant la période 1990-2006.

mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Nbr de jours	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1

Source: Office National de Météorologie

D'après ce tableau, la neige est un événement rare, voire exceptionnel au niveau d'Oued falli (W. Tizi Ouzou). Seul le mois de Février a enregistré un jour de neige durant la période allant de 1990 à 2006

IV.5. Situation hydraulique

IV.5.1. Alimentation en eau potable

Selon les renseignements pris au près de la DRE de la wilaya de Tizi Ouzou, l'adduction principale en eau se fait gravitairement à partir de deux réservoirs d'une Capacité de 1500m³ chacun d'eux est situés au niveau du lotissement Azib Ahmed qui domine la ville de Tizi Ouzou. Ces derniers alimentent une grande partie de la ville dont fait partie les lotissements de la zone d'étude.

Le raccordement des deux lotissements Louggar et Anar Amellal ont des diamètres respectifs de 40mm et 49mm en acier galvanisé, réalisé à partir d'une conduite de 250mm en fonte qui empreinte la route de Maatkas ; le regard de branchement se situe à 200ml environ du carrefour et de la polyclinique.

La même conduite de 250mm continue et longe la rue des frères Mékhlof mitoyenne au marché de gros de Tizi Ouzou et c'est à ce niveau que se situe le regard de branchement du lotissement Sud Ouest.

Cependant, le nouveau pôle d'Oued Falli ne présente actuellement aucun réseau d'alimentation en eau potable selon le service technique de Tizi Ouzou.

Nous considérons la dotation en AEP de la population de **200 l/hab/j** ; norme recommandée par l'administration en zone urbaine du fait que Tizi Ouzou est un chef lieu de la wilaya.

IV.5.2. Le réseau d'assainissement de la zone d'étude

Selon la Direction des Ressources en Eau de la wilaya de Tizi Ouzou, le réseau d'assainissement de la zone d'étude est décrit comme suit :

IV.5.2.1. Lotissement sud ouest

Le réseau d'assainissement de ce lotissement est de type unitaire, avec des canalisations projetées sur l'axe de la chaussée et équipé d'avaloirs de part et d'autre.

Le réseau est constitué de conduites de 300 à 500 mm de diamètre.

Il existe un seul rejet du lotissement, celui-ci est canalisé sur une distance de 400m environ le long du chemin 128 de la wilaya avec un collecteur de diamètre de 1000mm. Le rejet se déverse dans la nature à ciel ouvert.

IV.5.2.2. Lotissement Louggar

Partagé en deux parties :

- lotissement chabane.
 - lotissement communal.
- **Lotissement Louggar Chabane**

Le réseau d'assainissement existant est de type unitaire, l'ensemble des conduites du réseau est de diamètre 300mm y compris le collecteur de rejet qui se jette dans le talweg en contre bas.

➤ **Lotissement Louggar Communal**

Le réseau du lotissement est situé en amont et limité par la rue des frères makhoul qui est dans le prolongement de la route de Maatkas.

Les rejets du réseau forment un confluent qui se divise directement dans le talweg principal en contre bas.

IV.5.2 .3. Lotissement Anar Amellal

Le réseau est réalisé à l'axe de la chaussée avec des regards de visites.

IV.5.2.4. La zone Oued Falli

Le réseau d'assainissement est de type unitaire, de diamètre 300mm, les rejets se font directement vers les cours d'eau à ciel ouvert sans aucune épuration préalable. Un collecteur principal de type ovoïde (2.10×1.20) situé sur le chemin 128 de la wilaya au nord de la zone collecte les eaux usées, néanmoins le relief du terrain permet le drainage des eaux pluviales naturellement vers les cours d'eau existants.

Source : (Service technique de l'APC de Tizi Ouzou).

IV.5.3. Points de rejets principaux

Suivant la description présentée des réseaux de la zone d'étude, on dira que celle-ci est composée de deux rejets principaux.

Les deux rejets existants peuvent être présentés et décrits comme suit :

- **Rejet 1**

Issu du lotissement Louggar et Anar Amellal. Les réseaux d'assainissements sont réalisés mais ne sont pas raccordés à l'aide de collecteurs, et leurs rejets se déversent dans le milieu naturel et rejoignent l'Oued Falli à 2 km environ à l'aval.

- **Rejet 2**

Le rejet 2, est celui que l'on voit au niveau du CW128, issu du lotissement Sud Ouest. Le collecteur de rejet longe la route de Dra El Mizane (CW128) sur une distance de 400 m environ, et déverse les eaux usées des habitations amonts directement dans le milieu naturel en bordure de la route et à ciel ouvert.

- **Ovoïde existant**

Dans le but de canaliser les eaux issues des lotissements Sud-Ouest et Zhun Oued Falli vers l'Oued Sebt, il a été réalisé un tronçon de collecteur (ovoïde) avec regards de visite. L'ovoïde se situe en bordure de la route CW 128 à une distance de 400 mètres environ par rapport au lotissement sud-ouest et juste à quelques mètres du point de rejet du lotissement (Rejet n°2).

Ce collecteur est de forme ovoïde (2.10×1.20) m avec une cunette centrale dont le diamètre est équivalent à 300 mm et s'étend sur une distance de 523 m environ.

Actuellement, il n'est pas raccordé mais il constituera une partie du collecteur futur prévu pour cette partie de la zone de l'Oued– Falli.



Figure IV.5: ovoïde existant.

IV.6.Situation démographique

Les zones prises en considération pour le calcul de la population sont :

- Lotissement Sud Ouest ;
- Lotissement Louggar ;
- Lotissement Anar Amellal ;
- Nouveau pole Urbain de Tizi Ouzou (Oued Falli) ;
- La station d'épuration de Boukhalfa ;

- ❖ Le calcul de l'évaluation de la population futur des différents lotissements existant est fait par la formule du taux d'accroissement exponentielle suivante :

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

Avec :

P = population future à l'horizon considéré ;

Po = Population résidente à l'année considérée comme référence ;

n = Nombre d'année séparant l'année de référence et l'année prise en compte ;

t = taux d'accroissement.

D'après les renseignements fournis par l'APC de Tizi Ouzou, le taux d'accroissement de la population est de 2,2 %.

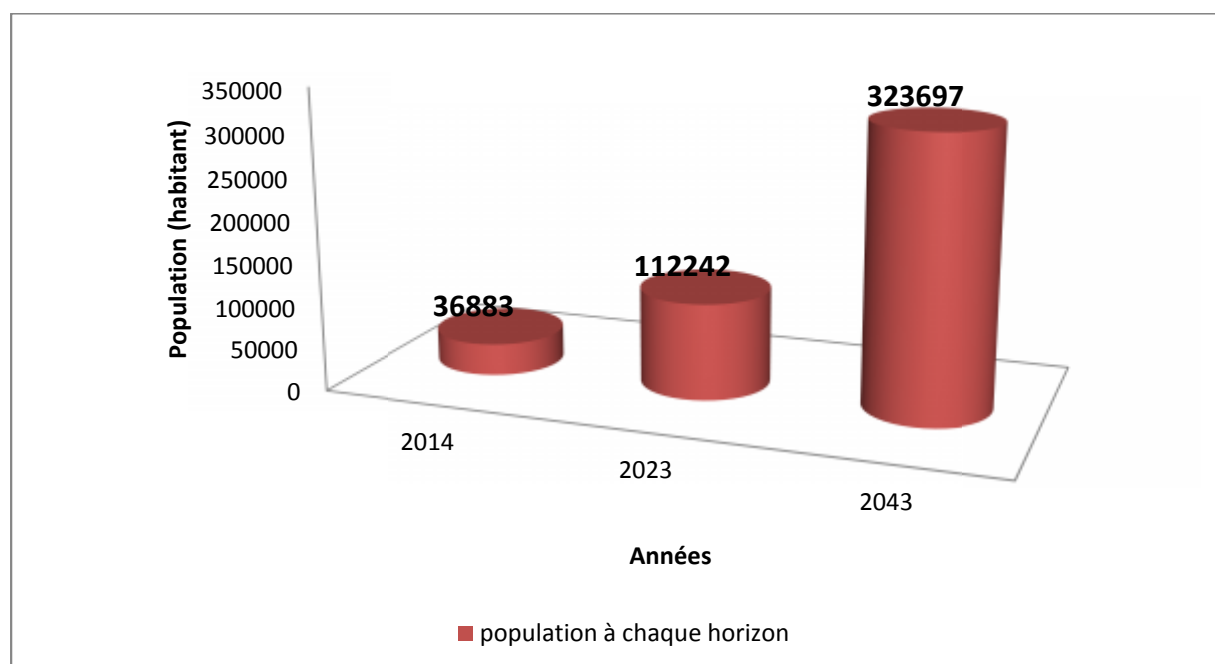
- ❖ Pour le nouveau pole urbain de Tizi Ouzou (Oued Falli) l'évaluation de la population est basée sur le nombre de logements prévu pour les différents horizons, qui est de 7500 logements (à court terme) et 28000 logements (à long terme) en présument que la zone sera totalement aménagée. On opte pour un taux d'occupation moyen par habitations de sept habitants, (Selon les hypothèses des dossiers d'étude d'aménagement recueillie au niveau de la (DRE de la Wilaya de Tizi ouzou).
- ❖ Concernant la Station d'épuration de Boukhalefa, l'évaluation de la population future raccordée au réseau d'assainissement traité par cette dernière est faite par la formule du taux d'accroissement avec une population de 16728 ha en 2011 et un taux d'accroissement de 2.9% d'après les renseignements recueillies au près de la Direction d'Hydraulique de Tizi Ouzou.

L'estimation de la population à différents horizons du calcul sont reportés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8 :Evolution de la population raccordé à la STEP pour différent horizon

Localité	Horizon	Année de référence 2007	2014	2023	2043
Lotissement Sud Ouest		5640	6569	7990	12346
Lotissement Louggar		1459	1700	2067	3194
Lotissement Anar Amellal		2585	3011	3662	5659
Nouveau pole Urbain de Tizi Ouzou (Oued Falli)		-	-	52500	196000
Equipement publics d'accompagnement avec un taux de 25% de la population		2421	2820	16555	54300
La station dépuration de Boukhalefa			18226	23574	41758
Equipement publics d'accompagnement pour la Step de Boukhalfa avec un taux de 25% de la population			4557	5894	10440
Total			36883	112242	323697

Les résultats sont représentés sur l'histogramme ci- dessous :

**Figure IV.6** : Evolution de la population en fonction des horizons

IV.7. Analyse des eaux usées

IV.7.1. Prélèvement et échantillonnage

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

Toute fois, 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 est à noter que les prélèvements se font généralement à fort débit (masse importante des polluants en suspension), et au moment où le site de prélèvement est soumis à l'influence de toutes les sources de pollution.

IV.7.1.1. Prélèvements effectués à Oued Falli

Sachant que la région est dépourvue d'industries et que les eaux usées rejetées sont des eaux usées domestiques, nous allons prendre en considération les résultats des prélèvements effectués le 5 septembre 2011.

Trois prélèvements ont été réalisés au niveau du point de rejet final (à l'amont de la future station d'épuration).

- 08h30
- 10h30
- 13h30

Un échantillon moyen a été reconstitué et transporté dans une glacière au laboratoire de la station d'épuration de Tizi -Ouzou (pont de bougie).

Les prélèvements ont été effectués manuellement à l'aide d'un seau puis repartis dans des bouteilles en polyéthylène propres et rincées avec de l'eau à examiner.

❖ Paramètres analysés

Les analyses ont porté sur les paramètres physico-chimiques suivant :

- ✓ Température
- ✓ PH
- ✓ DBO5
- ✓ DCO
- ✓ MES.

Il est à noter que le choix de ces paramètres a été conditionné par les moyens dont disposant le laboratoire d'analyse de la STEP de Tizi-Ouzou.

Aussi la mesure de la température a été réalisée à l'aide d'un thermomètre au niveau du site de prélèvement.

❖ Résultats et interprétations

Les mesures de pollution effectuées sur l'échantillon moyen prélevé ont donné les résultats présentés sur le tableau suivant :

Tableau IV.9 : les résultats d'analyse des eaux usées d'OuedFalli.

Paramètres	Unité	Résultats	Valeurs guides de temps sec
pH (Potentiel Hydrogène)	-	8	6.5-8.5
T° (Température)	C°	25	28
DBO₅	mg/l	193	100 -400
MES	mg/l	159	150-400
DCO	mg/l	380	300-1000
DCO / DBO₅	-	1,97	< 2.5
MES / DBO₅	-	0.83	0.8-1.2

❖ Interprétation des résultats

On constate que les concentrations obtenues en éléments polluants sont situées dans la partie basse des fourchettes de valeur des effluents domestiques classiques comme indiquer en colonne 4 du tableau ci –dessus.

- **PH**

La valeur moyenne de PH est de l'ordre de 7.8. Cette valeur se situe bien dans la fourchette (6,5- 8,5) admise par les normes de rejet d'une eau usée urbaine.

- **Matières en suspension (MES)**

Les concentrations en matières en suspension rencontrées généralement dans les eaux usées urbaines oscillent entre 100 et 400 mg/l.

D' après la valeur obtenue (159 mg/l) au niveau du rejet, notre eau usée urbaine est faiblement chargée en matières en suspension et reste dans la moyenne des eaux usées domestiques.

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

La valeur moyenne de DBO₅ analysée est de 193 mg/l, cette valeur est dans les normes (100 à 500 mg/l) donc nous pouvons dire que nous sommes en présence d'une eau usée urbaine moyennement chargée en matières organiques biodégradables.

- **Rapport DCO/DBO₅ = 1.97 < 2.5**

On peut dire que l'effluent est dans les normes de biodégradabilité. Ainsi notre effluent peut être épuré biologiquement par boues activées.

- **Rapport MES/DBO₅**

Ce rapport indique que la production de boue sera faible.

A défaut d'une analyse des MVS, le pourcentage de MVS dans les MES peut être évalué en fonction du rapport MES/DBO₅ selon le tableau suivant :

Tableau IV.10: Taux des MVS en fonction du rapportMES / DBO₅.

MES / DBO ₅	1.5	1.17	1	0.83	0.67
MVS(%)	60	65	68	70	75

Selon ce tableau le taux des MVS dans notre échantillon est de 70% ce qui correspond à une concentration de 111.3 mg/l.

IV.7.1.2.Prélèvements effectué à l'entrée de la station de Boukhalfa



Figure IV.7 : Station de Boukhalfa

L'analyse à l'entrée de la station effectuée dans le laboratoire de la STEP de Tizi Ouzou (Pont de bougie) en 2014, a permis d'enregistrer les résultats indiqués dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.11 : les résultats d'analyse des eaux usées de la STEP de Boukhalfa

Paramètres	Unité	Résultats	Valeurs guides de temps sec
PH (Potentiel Hydrogène)	-	7.4	6.5-8.5
T° (Température)	C°	21	28
DBO₅	mg/l	323.08	100 -400
MES	mg/l	336	150-400
DCO	mg/l	776.1	300-1000
DCO / DBO₅	-	2.4	< 2.5
MES / DBO₅	-	1.04	0.8-1.2
NO₃	mg/l	1.28	<45
Phosphate	mg/l	11.93	10-25

❖ Interprétation des résultats

En comparant les concentrations obtenues en éléments polluants avec les normes indiquant une eau usée urbaine, on remarque qu'ils rentrent tous dans la fourchette, ce qui nous amène à conclure qu'on a à faire à une eau usée urbaine dépourvue de rejets industriels.

• PH

Le PH indique l'alcalinité des eaux usées, son rôle est capital pour la croissance des micro-organismes qui ont un PH optimum variant de 6.5 à 7.5. Lorsque le PH est inférieur à 5 ou supérieur à 8.5, la croissance des micro-organismes dans les systèmes biologiques est directement affectée. Notre échantillon a un PH moyen de l'ordre de 7.4 donc il rentre bien dans la fourchette admise par les normes de rejet d'une eau usée urbaine.

• Matières en suspension (MES)

D'après la valeur obtenue (336 mg/l) au niveau à l'entrée de la STEP, notre eau usée urbaine est chargée en matières en suspension mais elle reste dans la moyenne des eaux usées domestiques.

• Demande biochimique en oxygène (DBO₅)

La valeur moyenne de DBO₅ analysée est de 323.08 mg/l, cette valeur est dans les normes (100 à 500 mg/l) donc nous pouvons dire que nous sommes en présence d'une eau usée urbaine chargée en matières organiques biodégradables.

• Rapport DCO/DBO₅ = 2.4 < 2.5

On peut dire que l'effluent est dans les normes de biodégradabilité. Ainsi notre effluent peut être épuré biologiquement par boues activées.

• Rapport MES/DBO₅

D'après le tableau (V.10) le taux des MES dans notre échantillon est de 68 % ce qui correspond à une concentration de 228.48 mg/l.

IV.7.2. Paramètres de pollution à l'entrée de la future STEP d'Oued Falli

À défaut d'avoir un échantillon contenant les deux types d'effluents (l'un d'eux provenant du point de rejet final de la zone d'étude et l'autre de la STEP de Boukhalfa) on calcule la moyenne pondérée des paramètres de pollution, pour avoir des concentrations représentatives.

$$m = \frac{([N]_1 Q_1) + ([N]_2 Q_2)}{\Sigma(Q_1 + Q_2)} \dots \dots \dots (IV-2)$$

Avec :

M = Concentration du paramètre de pollution de l'effluent qui rentre à la STEP (mg/l)

[N]₁ = Concentration du paramètre de pollution de l'effluent 1 (mg/l)

[N]₂ = Concentration du paramètre de pollution de l'effluent 2 (mg/l)

Q₁ = Débit de l'effluent 1 (l/s)

Q₂ = Débit de l'effluent 2 (l/s)

Les résultats des calculs sont reportés sur le tableau ci dessous :

Tableau IV.12 : Les paramètres de pollutions à l'entrée de la nouvelle STEP d'Oued Falli

Paramètres	Unité	Résultats	Valeurs guides de temps sec
pH (Potentiel Hydrogène)	-	7.7	6.5-8.5
T° (Température)	C°	23	28
DBO ₅	mg/l	274.55	100 -400
MES	mg/l	269.97	150-400
DCO	mg/l	628.32	300-1000
DCO/ DBO ₅	-	2.29	< 2.5
MES/ DBO ₅	-	0.98	0.8-1.2

❖ Interprétation des résultats

On voit clairement que les concentrations des éléments polluants rentre dans les normes indiquant une eaux usée urbaine, donc on déduit que l'effluent que traitera la futur station est de type urbain.

Conclusion

Après cette étude on arrive aux conclusion suivante :

- ✓ Notre zone d'étude se caractérise par un climat méditerranéen, elle fait partie du sous bassin versant de Oued SebaouSebt.
- ✓ Du point de vue geologie notre zone d'étude présente une multitude de faciés, les plus présents sont : l'argil, les marnes et l'argil marneuse.
- ✓ L'alimentation en eau potable des lotissements se fait gravitairement à partir de deux réservoirs d'une Capacité de 1500m³, situés au niveau du lotissement Azib Ahmed qui domine la ville de Tizi Ouzou. les reseaux d'assinsissements sont de type unitaire .
- ✓ les analyses des eaux usées qui ont été faites révelent que l'effluent est biodégradable (DCO/DBO₅= 2.29<2.5), se qui fait qu'un traitement biologique tel que le traitement par boues activées serait adéquat.

Chapitre V

Dimensionnement de la station d'épuration

Introduction

Les systèmes d'épuration doivent être dimensionnés, conçus et exploités de manière à pouvoir traiter les flux de matières polluantes correspondant à leurs débits et leurs charges de référence. Un dimensionnement adapté est celui qui permet d'atteindre les objectifs épuratoires des eaux usées pour leur rejet dans le milieu naturel, ou leur réutilisation dans un le domaine de l'agriculture. Dans ce présent chapitre nous sommes appelés à dimensionner les différents ouvrages constituant la station d'épuration. Pour cela deux horizons de calcul sont choisis 2023 et 2043.

V.1.Calculs de base pour le dimensionnement

V.1.1.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 %**.

Le débit des eaux potables est calculé en se basant sur deux débits partiels :

- Le débit de consommation en eau pour le secteur domestique.
- Le débit des eaux des équipements

Le débit total vaut :

Débit des eaux domestiques + débit des eaux des équipements

En effet, Le volume d'eau journalier consommé par habitant est estimé sur la base de la dotation hydrique .Cette dotation est prise égale à 200 l/hab/j selon la DHW de Tizi Ouzou.

Aussi 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.

❖ Calcul du débit de consommation en eau potable pour la population urbaine

Ce débit est donné par la formule suivante :

$$Q_c = \text{Nbr hab} \times D \dots\dots\dots (V-1)$$

Avec :

- ✓ N : nombre d'habitant.
- ✓ D : dotation (200l/hab/j).

❖ Calcul du débit des équipements

Il est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{equip}} = Q_c \times 0,25 \dots\dots\dots (V-2)$$

Avec :

- ✓ Q_c : Débit de consommation en eau potable.
- ✓ 0.25 : taux de majoration des besoins de la population en eau potable.

❖ **Calcul du débit total en eau potable**

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

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

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

Tableau V .1. Consommation en eau pour les secteurs domestiques et équipements pour les deux horizons.

Agglomération	HORIZONS	
	2023	2043
Population	89793	258957
Q consommé en eau potable (m ³ / j)	17958.6	51791.4
Q (besoins) d'équipement (m ³ / j)	4489.65	12947.85
Q _{cons total} (m ³ / j)	22448.25	64739.25

V.1.2. Evaluation des rejets

Estimation des rejets en eaux usées comprend le calcul des débits suivant :

- a- Le débit journalier : $Q_{\text{moy j}}$
- b- Le débit moyen horaire : $Q_{\text{moy, h}}$
- c- Les débits de pointe e temps sec (Q_{pts}) et en temps de pluie Q_{ptp}
- d- Le débit diurne : Q_d .

❖ **Pour l'horizon 2023**

➤ **Débit journalier**

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

$$Q_{\text{moy j}} = Q_{\text{cons t}} \times Cr_j \dots \dots \dots (V-4)$$

Avec :

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

Donc : $Q_{\text{moy j}} = 22448.25 \times 0,8 = 17958.6 \text{ m}^3/\text{j} \Rightarrow Q_{\text{moy, j}} = 17958.6 \text{ m}^3/\text{j}$

➤ **Débit moyen horaire**

Il est donné par la relation suivante :

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

$$Q_{\text{moy, h}} = \frac{17958.6}{24} = 748.28 \text{ m}^3/\text{h} \quad \Rightarrow \quad Q_{\text{moy, h}} = 748.28 \text{ m}^3/\text{h}$$

➤ Débit de pointe

On distingue les débits suivants :

➤ Débit de pointe en temps sec :

On le calcule par la relation suivante :

$$Q_{\text{pts}} = K_p \times Q_{\text{moy, j}} \quad \dots\dots\dots (V-6)$$

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

Dans notre cas le $Q_{\text{moy, j}} = 207.85 \text{ l/s}$ d'où le calcul du débit de pointe sera :

$$K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{207.85}} = 1.67 \quad \Rightarrow \quad Q_{\text{pts}} = 1.67 \times 207.85 = 347.82 \text{ l/s}$$

Dans nos calculs on prend le débit en temps sec égale à : $Q_{\text{pts}} = 0,35 \text{ m}^3/\text{s}$

➤ Débit de pointe en temps de pluie (débit de la station)

Le débit de pointe en temps de pluie est donné par :

$$Q_{\text{ptp}} = (3 \div 5) Q_{\text{pts}} \quad \dots\dots\dots (V-7)$$

Nous prenons $Q_{\text{ptp}} = 3 \times Q_{\text{pts}}$

$$\text{Donc } Q_{\text{ptp}} = 0.35 \times 3 = 1.05 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Il conviendrait de préciser que le réseau d'assainissement de notre zone d'étude est unitaire. Les ouvrages d'épuration seront donc dimensionnés sur la base d'un débit maximum (Q_{ptp}) estimé à : $Q_{\text{ptp}} = 3780 \text{ m}^3/\text{h}$.

➤ Débit diurne

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

$$Q_d = \frac{Q_{\text{moy, j}}}{16} \quad \dots\dots\dots (V-8)$$

$$Q_d = \frac{17958.6}{16} = 1122.41 \text{ m}^3/\text{h} \quad \Rightarrow \quad Q_d = 1122.41 \text{ m}^3/\text{h}$$

V.1.3. Evaluation des charges polluantes

Il est important de bien évaluer les charges polluantes car le dimensionnement des ouvrages de traitement des eaux usées notamment le bassin d'aération dépend de ces derniers.

En effet, la quantité de pollution exprimée en DBO_5 et en matière en suspension (MES) rejetée par un équivalent-habitant et par jour varie en fonction du réseau d'assainissement adopté. Ces paramètres de pollution sont donnés dans le tableau suivant [1] :

Tableau V.2 : les valeurs des charges polluantes pour les divers types de réseau.

Type de réseau	DBO_5 g / EH /j	MES g/ EH /j
Séparatif	54	70
unitaire	70	70 à 90
Pseudo séparatif	60	80

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

- 1- Demande Biochimique en Oxygène en 5 jours (DBO_5) : 70 g/EH/j ;
- 2- Matières En Suspension (MES) : 80 g/EH/j ;

V.1.3.1.L'équivalent -habitant

L'équivalent -habitant est une unité conventionnelle qui représente le flux moyen de charge polluante engendrée par habitant et par jour dans un volume variant de 150 à 200 l d'eau usée. Cette unité de mesure est un paramètre utilisé pour fixer la taille d'une station d'épuration et déterminer son dimensionnement.

En effet, dans un réseau unitaire, transite des eaux usées d'origines diverses (domestiques, industrielles et pluviales). Cependant, il est nécessaire de calculer la population équivalente pour pouvoir déterminer les charges polluantes admises à la station.

La population équivalente appelée également nombre d'habitant est supérieure à la population réelle d'une collectivité. [14]

❖ Calcul de la population équivalente

Le nombre d'équivalent habitant est donné par la relation suivante :

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

Avec :

- ✓ 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 relation suivante :

$$Q_r = Q_{eq} \times 0.8 = 4489.65 \times 0.8 = 3591.72 \text{ m}^3/\text{j}$$

Sachant que le volume usé rejeté par un habitant et par jour est donné par cette relation :

$$V = D \times Cr \dots \dots \dots (V-10)$$

Avec :

✓ D : dotation en eau potable=200 l/ hab /j.

✓ Cr: coefficient de rejet = 0,8

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

On a alors :

$$1\text{hab} \rightarrow 160 \text{ l}$$

$$n \rightarrow 3591.72 \cdot 10^3 \text{ l}$$

$$n = 22449 \text{ habitant}$$

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

$$N_{EH} = 89793 + 22449 = 112242 \text{ habitant.}$$

VI.1.3.2. La charge moyenne journalière en DBO₅

$$L_0 \text{ (kg/j)} = \text{DBO}_5 \times N_{EH} = 70 \times 112242 \cdot 10^{-3} = 7856.94 \text{ kg/j} \quad \Rightarrow \quad L_0 = 7856.94 \text{ kg/j}$$

$$C_{\text{DBO}_5} = \frac{L_0}{Q_j \text{ (m}^3 \text{ / j)}} \dots\dots\dots (V-11)$$

$$C_{\text{DBO}_5} = \frac{7856.94}{17958.6} = 0.437 \text{ mg/l} \quad \Rightarrow \quad C_{\text{DBO}_5} = 437 \text{ mg/l}$$

- ✓ L₀ : charge moyenne journalière en DBO₅.
- ✓ C_{DBO₅} : la concentration en DBO₅ moyenne.
- ✓ Q_j : débit moyen journalier en m³ /j.

V.1.3.3. La charge en MES

$$N_o = \text{MES} \times N_{EH} = 80 \times 112242 \cdot 10^{-3} = 8979.36 \text{ kg/j} \quad \Rightarrow \quad N_o = 8979.36 \text{ kg/j}$$

$$C_{\text{MES}} = \frac{N_o}{Q_j \text{ (m}^3 \text{ / j)}} \dots\dots\dots (V-12)$$

$$C_{\text{MES}} = \frac{8979.36}{17958.6} = 0,5 \text{ g/l} \quad \Rightarrow \quad C_{\text{MES}} = 500 \text{ mg/l}$$

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

Remarque

On utilise la même méthode de calcul pour l'horizon 2043 et les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.3: Les bases de dimensionnement des ouvrages d'épuration de la station pour les deux horizons.

Désignation des données de base du projet	Horizon 2023	Horizon 2043
Coefficient de rejet.	80 %	80 %
Consommation en eau potable totale (m ³ /j)	22448.25	64739.25
Population équivalente (EH).	112242	323697
Débit moyen en eaux usées (m ³ /j)	17958.6	51791.4
Débit moyen horaire de rejet (m ³ /h)	748.28	2157.98
Coefficient de pointe par temps sec	1,67	1.6
Débit de pointe par temps sec (m ³ /h)	1260	3456
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)	3780	10368
<u>Charges polluantes (DBO₅, MES)</u>		
Charge journalière en (DBO ₅) (kg/j)	7856.94	22658.79
Concentration de l'effluent en (DBO ₅) (mg/l)	437	437
Charge journalière en (MES) (kg/j)	8979.36	25895.76
Concentration de l'effluent en (MES) (mg/l)	500	500

V.2. Dimensionnement des ouvrages de la Station d'épuration

Arrivées à la station, les eaux usées passent par les ouvrages suivant :

- ✓ un déversoir d'orage et un poste de relevage des eaux brutes
- ✓ Un prétraitement comprenant :
 - Le dégrilleur
 - Le déssableur-déshuileur
 - Décanteur primaire
- ✓ Un traitement biologique comprenant :
 - Le bassin d'aération
 - Le clarificateur
- ✓ Un traitement tertiaire comprenant :
 - Le bassin de désinfection
- ✓ Traitement des boues comprenant:
 - Épaississeur
 - Stabilisateur aérobie
 - Lit de séchage

Remarque

On dimensionne le déversoir d'orage et le poste de relevage dans le chapitre suivant (chapitre VI : calcul hydraulique).

V.2.1.Prétraitements

Les traitements mécaniques Permettent d'éliminer les matières les plus grossières et les éléments susceptibles de gêner les étapes ultérieures du traitement.

V.2.1.1.Dégrillage

Cette opération permet de protéger la station contrôlés les déchets insolubles tels que les branches, les plastiques...etc. qui sont susceptibles d'endommager les différents ouvrages de la station.

L'efficacité de cette opération est fonction de l'écartement entre les barreaux de la grille.

On distingue :

- ✓ Dégrillage grossier qui arrête les objets volumineux (appelé aussi pré dégrillage), l'écartement entre les barreaux est supérieur à 40mm.
- ✓ Dégrillage fin retient les détritrus de petites dimensions (appelé aussi grille mécanisé).

On opte dans notre étude pour une grille droite car ce type de grille est utilisé dans les moyennes et grandes installations, pour des eaux pas trop chargées et des débits allant de 100 à 40000 m³/h, avec une profondeur de canal variant entre 0.5 et 1.8m.

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

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

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

Avec :

- ✓ 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). $h_{\max} = (0,15 - 1.5)$ [8]
- ✓ β : Fraction de surface occupée par les barreaux.

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

Tel que :

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

Tableau V.4: Espacement et épaisseur des barreaux. [8]

paramètres	Grilles grossières	Grilles fines
d (cm)	2,00	1,00
e (cm)	5à10	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 :

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

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

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

Une vitesse de passage inférieure à 0.6m/s provoque un dépôt de sable au fond du canal.

L'expression de la largeur devient alors :

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

Horizon 2023

❖ Pour le dégrillage grossier

- ✓ $\alpha = 60^\circ$
- ✓ $Q_{ptp} = 3780 \text{ m}^3/\text{h} = 1.05 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ $V = 1.3 \text{ m/s}$
- ✓ $h_{\max} = 1.3 \text{ m}$
- ✓ $d = 2 \text{ cm}$
- ✓ $e = 9 \text{ cm}$
- ✓ $\beta = 0.18$
- ✓ $\delta = 0,5$ grille automatique

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

Alors :

$$L = \frac{1,05 \times \sin 60}{1,3 \times 1,3 \times (1 - 0,18) \times 0,5} = \frac{1,05 \times 0,87}{1,3 \times 1,3 \times (1 - 0,18) \times 0,5} = 1,31 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad L = 1,31 \text{ m}$$

La largeur commerciale est=1.40m.

❖ Pour le dégrillage fin

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

En utilisant la même formule, on obtient : $L=2.15m$.

On prend la longueur commerciale : $L = 2.20m$

On place la grille grossière avant le déversoir d'orage et la grille fine après ce dernier.

❖ **Calcul des pertes de charge**

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

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

Avec:

- ✓ ΔH : perte de charge (m).
- ✓ β' : : coefficient dépendant de la forme des barreaux (forme circulaire : $\beta' = 1,79$).
- ✓ 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.

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

Tableau V.5: les valeurs de β' en fonction de la forme des barreaux. [1]

Type de barreau	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**

$$\Delta H = 1,79 \times (2/9)^{1,33} \times ((1.3)^2 / 19,62) \times 0,87 = 0,02m \quad \Rightarrow \quad \Delta H=0,02m$$

➤ **Grille fine**

$$\Delta H = 1,79 \times (1/1)^{1,33} \times ((1.3)^2 / 19,62) \times 0,87 = 0,08m \quad \Rightarrow \quad \Delta H=0,13m$$

❖ **Evaluation des refus des grilles**

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

Soit :

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

e : espacement entre les barreaux en cm.

➤ **Grille grossière**

$$V_{\max} = 15/e = 15/9 = 1.66 \text{ l/EH /an.}$$

$$V_{\min} = 12/e = 12/9 = 1.33 \text{ l/ EH /an.}$$

➤ **Grille fine**

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

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

Les caractéristiques de dégrilleur à l'horizon 2023 et 2043 sont représentées sur le tableau suivant car on a utilisé les mêmes méthodes de calcul.

Tableau V.6 : les résultats de dimensionnement de dégrilleur pour les deux horizons.

Ouvrage : dégrilleur	Unité	Horizon 2023	Horizon 2043
Débit de la station.	m ³ /s	1.05	2.88
<u>Grille grossière</u>			
Epaisseur des barreaux d	cm	2	2
Espacement des barreaux e	cm	9	9
β	/	0.18	0.18
Perte de charge	m	0.02	0.02
Longueur du dégrilleur	m	1.31	3.59
Volume max	l//EH/j	1.66	1.66
Volume min	l//EH/j	1.33	1.33
h max	m	1.3	1.3
<u>Grille fine</u>			
Epaisseur des barreaux d	cm	1	1
Espacement des barreaux e	cm	1	1
β	/	0.5	0.5
Perte de charge	m	0.13	0.13
Longueur du dégrilleur	m	2.15	5.90
Volume max	l//EH/j	15	15
Volume min	l//EH/j	12	12
h max	m	1.3	1.3

Remarque

-Pour le choix de dégrilleur,

On opte pour deux dégrilleurs grossier de 2m de longueur chacun en parallèles avant le poste de relevage et trois dégrilleurs fin après ce dernier, ayants les caractéristiques suivantes :

- Deux grilles grossières droite à nettoyage alternatif par l'amont qui se fait grâce à une poche pivotante qui remonte périodiquement les détritrus le long du champ de grilles, et redescend en position écartée du champ de grilles.

- On prévoit un canal by-pass, équipé d'une grille manuelle de secours pour les besoins d'entretien et de réparation et faisant également office de trop-plein de sécurité en cas de colmatage accidentelle.
- Trois grilles fines de 2m chacune, droites à nettoyage continue par l'amont. Sachant qu'à court terme on fait fonctionner deux dégrilleurs, et le troisième de secours et à long terme on les fait fonctionner tous au même temps.
- Les dégrilleurs sont équipés de bac d'égouttage, où les refus sont placés avant d'être transporté.

V.2.1.2. Dessablage - Déshuilage

Cette étape permet d'enlever les graisses et les matières minérales en suspension qui pourraient réduire les performances des autres équipements et perturber le traitement biologique.

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

Il est composé de deux zones :

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

➤ 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 :

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

Où :

- ✓ V_e : la vitesse horizontale (vitesse d'écoulement est $0.2 < V_e < 0.5$ (m/s) [8]
- ✓ V_s : Vitesse de sédimentation. (vitesse est : $40 < V_s < 70$ (m³/m²/h) [8]
- ✓ L : Longueur de bassin.
- ✓ H : Profondeur de bassin.
- ✓ $L/H = (10-15)$. [8]
- ✓ Le temps de séjour et compris entre 3 à 10 minute en débit de pointe.
- ✓ $H = (1 - 2.5)$ m [8]

On opte pour un déssableur-déshuileur de forme rectangulaire.

Horizon 2023

On prend :

- ✓ $Q_{ptp} = 1.05 \text{ m}^3/\text{s}$.
- ✓ $V_e = 0.4 \text{ m/s}$.
- ✓ $V_s = 60 \text{ (m}^3/\text{m}^2/\text{h)} = 0.017 \text{ m/s}$.
- ✓ $H = 2 \text{ m}$
- ✓ $T_s = 5 \text{ minute}$

➤ **Le volume**

$$V = Q_{ptp} \times t_s = 0,3 \times 10 \times 60 = 180 \text{ m}^3 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{V = 315 \text{ m}^3}$$

Avec :

- ✓ Q_{ptp} : le débit de pointe en temps de pluie.

➤ **La surface horizontale**

On a : $H = 2 \text{ m}$.

La surface horizontale S_h sera :

$$S_h = \frac{V}{h} = \frac{315}{2} = 157.5 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{S_h = 157.5 \text{ m}^2}$$

a- La largeur

$$l = \sqrt{\frac{S_H}{2}} = \sqrt{\frac{157.5}{2}} = 8.87 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{l = 8.87 \text{ m}}$$

➤ **Longueur**

On sait que notre bassin est de forme rectangulaire de surface :

$$S_h = L \times l$$

$$\Rightarrow L = S_h / l = 157.5 / 8.87 = 17.75 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{L = 17.75 \text{ m}}$$

➤ **Le volume d'air à insuffler dans le déssableur**

La quantité d'air à insuffler varie de 1 à $1,5 \text{ m}^3 \text{ d'air/m}^3 \text{ d'eau}$. [1]

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

Avec :

- ✓ V : le volume d'air à injecter (m^3).
- ✓ Q_{ptp} : débit de la station.

$$\text{Donc: } q_{air} = 1.05 \times 1.5 = 1.58 \text{ m}^3 \text{ d'air/s} = 5688 \text{ m}^3 \text{ d'air/h} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{q_{air} = 5688 \text{ m}^3 \text{ d'air/h}}$$

➤ **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), c'est-à-dire : [1]

$$\mathbf{MES = 70\% \text{ MVS} + 30\% \text{ MM}} \dots\dots\dots (V-21)$$

➤ La charge en MES à l'entrée de déssableur est : **MES = 8979.36 Kg/j**

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

$$MVS = 8979.36 \times 0.7 = 6285.55 \text{ Kg/j} \quad \text{MVS} = \mathbf{6285.55 \text{ Kg/j}}$$

➤ Les matières minérales contenues dans les MES sont :

$$MM = 8979.36 \times 0.3 = 2693.81 \text{ Kg/j} \quad \text{MM} = \mathbf{2693.81 \text{ Kg/j}}$$

➤ Les matières minérales éliminées

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

$$MMe = 2693.81 \times 0.7 = 1885.67 \text{ Kg/j} \quad \text{MMe} = \mathbf{1885.67 \text{ Kg/j}}$$

➤ Les matières minérales à la sortie de déssableur

$$MMs = MMt - MMe$$

$$MMs = 2693.81 - 1885.67 = 808.14 \text{ kg/j} \quad \text{MMs} = \mathbf{808.14 \text{ kg/j}}$$

➤ Les MES à la sortie de déssableur :

$$MESs = MVS + MMs$$

$$MESs = 6285.55 + 808.14 = \text{kg/j} \quad \text{MESs} = \mathbf{7093.69 \text{ kg/j}}$$

Remarque

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

Pour l'horizon 2043

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

$$Q_{ptp} = Q_{ptp(2043)} - Q_{ptp(2023)}$$

$$\text{Donc : } Q_{ptp} = 2.88 - 1.05 = \mathbf{1.83 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Avec :

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

✓ MES à l'entrée = $25895.76 - 8979.36 = 16916.4 \text{ kg/j}$.

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

Ts: 5minute. .

H = (1 – 2.5) m. On prend H=2m

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

Tableau V.7: Dimensionnement du déssableur-déshuileur.

Désignation	Unités	Horizons	
		2023	2043
Surface horizontale (Sh)	m ²	157.5	274.5
Volume (V)	m ³	315	549
Hauteur (H)	m	2	2
Largeur	m	8.87	11.71
longueur	m	17.75	23.43
Temps de séjour par temps sec	min	5	5
Quantité d'air à injecter (q _{air})	m ³ d'air/h	5688	9882
Matières minérales en suspension totales (MM)	Kg/j	2693.81	5074.92
Matières minérales en suspension éliminées	Kg/j	1885.67	3552.44
Matières minérales en suspension restantes	Kg/j	808.14	1522.48
Matières volatiles en suspension totales	Kg/j	6285.55	11841.48
Matières en suspension restantes	Kg/j	7093.69	13364.96

V.2.2. Le traitement primaire (décantation primaire)

La décantation consiste en une séparation des éléments liquides et des éléments solides sous l'effet de la pesanteur.

En effet, la 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. [18]

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

- Pour notre étude, on opte pour un décanteur circulaire car la construction de ce type de décanteur est plus économique comparé au décanteur rectangulaire, en raison de la faible épaisseur des parois circulaires de béton armé et de la faible densité d'armatures.

Aussi, les parties mobiles immergées ne sont pas sujettes à l'abrasion.

V.2.2.1. Dimensionnement du décanteur primaire

Les principaux paramètres de calcul du décanteur sont :

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

$$V_{\text{lim}} = Q_{\text{ptp}} / S \dots \dots \dots \text{(VI-22)}$$

✓ Q : débit de la station.

✓ S : surface totale

- Le temps de séjours est compris entre 1 et 2 heures. [8]
- La hauteur d'eau dans l'ouvrage est comprise entre 2m et 6m

Horizon 2023

Pour un réseau unitaire la vitesse limite est déterminée en fonction du rapport Q_{pts}/Q_{moyh}

Tableau V .8 : les valeurs de la vitesse limite en fonction de Q_{moyh} [1]

$K = Q_{pts}/Q_{moyh}$	2.5	3	5	8	10
$V_{lim}(m/h)$	2	2.5	3.75	5	6

$K = Q_{pts} / Q_{moyh} = 1.68$ donc d'après ce tableau on tire la vitesse $V_{lim} = 2m/h$

Avec :

- ✓ Q_{pts} : débit de pointe au temps sec.
- ✓ Q_m : débit moyen horaire.

➤ **La surface horizontale du décanteur**

$$Sh = Q_{ptp} / V_{lim} = 3780 / 2 = 1890 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{Sh = 1890 \text{ m}^2}$$

- ✓ Q_{ptp} : débit de la station.

a- Volume du décanteur

On prend $t_s = 1h$

$$V = Q_p \cdot T_s = 3780 \times 1 = 3780 \text{ m}^3 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{V = 3780 \text{ m}^3}$$

➤ **La hauteur du décanteur**

$$H = V / Sh = 3780 / 1890 = 2 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{H = 2 \text{ m}}$$

Remarque

Il faut prévoir une hauteur de revanche contre le débordement ; donc on prend : $\mathbf{H = 2.75m}$

➤ **Le diamètre du décanteur**

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times H}} = \sqrt{\frac{4 \times 3780}{3.14 \times 2}} = 49.07 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{D = 49.07m}$$

Avec :

- D : diamètre du décanteur (m) ;
- V : volume du décanteur (m^3) ;
- h : hauteur du décanteur (m) ;

➤ **Détermination du temps du séjour**

- ✓ pour le débit moyen horaire

$$T_s = V / Q_{moy} = 3780 / 748.28 = \mathbf{5.05 \text{ h}}$$

- ✓ pour le débit de pointe par temps de pluie.

$$T_s = V / Q_{ptp} = 3780/3780 = \mathbf{1h}$$

✓ pour le débit de pointe par temps sec.

$$T_s = V / Q_{pts} = 3780/1260 = \mathbf{3h}$$

b- 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 : [1]

- DBO₅ = 7856.94Kg/j.
- MES' = 7093.69 Kg/j.

➤ Les charges éliminées par la décantation primaire sont donc :

- DBO_{5e} = 0,3 . DBO₅ = 0,3.7856.94 = **2357.08Kg/j**
- MES_e = 0,6 .MES' = 0,6.7093.69 = **4256.21 Kg/j**

➤ Les charges à la sortie du décanteur primaire

- MES_s = MES' - MES_e = 7093.69 – 4256.21 = **2837.48Kg/j**
- DBO_{5s} = DBO₅ - DBO_{5e} = 7856.94 – 2357.08 = **5499.86 Kg/j**

L'horizon 2043

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

$$Q_{ptp} = Q_{ptp(2043)} - Q_{ptp(2023)}$$

$$\text{Donc: } Q_{ptp} = 2.88 - 1.05 = \mathbf{1.83m^3/s}$$

Avec :

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

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

$$DBO_5 = DBO_5(2043) - DBO_5(2023) = 22658.79 - 7856.94 = \mathbf{14801.85 Kg/j}$$

$$MES = MES_s(2043) = \mathbf{13364.96Kg/j}$$

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

Tableau V.9: Dimensions du décanteur primaire pour les deux horizons

désignation	Unité	2023	2043
Nombres de décanteurs	-	1	2
débit	m ³ /s	1.05	1.83
Surface horizontale	m ²	1830	1647
Volume	m ³	3780	3294
Hauteur d'eau + hauteur de revanche	m	2.75	2.75
Diamètre	m	49	46
MES entrées	Kg /j	7093.69	13364.96
DBO ₅ entrée	Kg /j	7856.94	14801.85
MES éliminée	Kg /j	4256.21	8018.98
DBO ₅ éliminée	Kg /j	2357.08	4440.56
MES sorties	Kg /j	2837.48	5345.98
DBO ₅ sortie	Kg /j	5499.86	10361.29

Remarque

Pour l'horizon 2043 Le volume du décanteur est grand donc on opte pour deux décanteurs similaires de volume 3294 m³ chacun.

V.2.3. Traitement biologique

Le traitement biologique est réalisé dans les ouvrages suivant:

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

Etude de la variante à moyenne charge**V.2.3.1. Dimensionnement du bassin d'aération**

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

Le bassin sera de forme carrée, de coté L, et de hauteur H.

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

➤ La charge massique (Cm) :

$$0,2 < C_m < 0,5 \text{ Kg DBO}_5 / \text{Kg.MVS.j} \quad [19]$$

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

$$C_m = 0,5 \text{ Kg DBO}_5 / \text{Kg MVS j}$$

➤ La charge volumique (Cv) [19]

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

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

$$C_v = 1.4 \text{ Kg DBO}_5 / \text{m}^3 / \text{j}$$

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

❖ **Le volume du bassin :**

$$V_a = L_0 / C_v \dots\dots\dots (V-23)$$

Avec :

✓ C_v : Charge volumique (kg DBO₅/m³.j). $C_v = 1.4$ Kg DBO₅/ m³/ j✓ L_0 : charge polluante à l'entrée du bassin (kg DBO₅/j). $\Rightarrow L_0 = 5499.86$ kg/j

$$\text{D'ou : } V = L_0 / C_v = 5499.86 / 1,4 = 3928.47 \text{ m}^3 \Rightarrow V = 3929 \text{ m}^3$$

• **La hauteur du bassin**Elle est prise généralement entre 3 et 5m donc on prend : $\Rightarrow H = 4$ mLa hauteur de revanche du bassin doit être $h \geq 80$ cm. On prend $h = 80$ cm.• **Surface horizontale du bassin**

$$S_h = V / H = 3929 / 4 = 982.25 \text{ m}^2 \Rightarrow S_h = 982.25 \text{ m}^2$$

• **Les dimensions du bassin**

$$L = \sqrt{S_h} = \sqrt{982.25} = 31.34 \text{ m} \Rightarrow L = 31.5 \text{ m}$$

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

$$X_a = \frac{L_0}{C_m} = \frac{5499.86}{0.5} = 10999.72 \text{ kg} \Rightarrow X_a = 10999.72 \text{ kg}$$

• **Concentration de boues dans le bassin**

$$[X_a] = X_a / V = 10999.72 / 3929 = 2.8 \text{ kg/m}^3 \Rightarrow [X_a] = 2.8 \text{ kg/m}^3$$

V : Volume du bassin d'aération.

• **Calcul du temps de séjour**

1. Pour le débit moyen horaire

$$T_s = \frac{V}{Q_{\text{moy},h}} = \frac{3929}{748.28} = 5.25 \text{ h} \Rightarrow T_s = 5.25 \text{ h}$$

2. Pour le débit de pointe par temps sec

$$T_s = \frac{V}{Q_{\text{pts}}} = \frac{3929}{1260} = 3.10 \text{ h} \Rightarrow T_s = 3.10 \text{ h}$$

3- Pour le débit de pointe en temps de pluie.

$$T_s = \frac{V}{Q_{\text{ptp}}} = \frac{3929}{3780} = 1.04 \text{ h} \Rightarrow T_s = 1.04 \text{ h}$$

V.2.3.2. Concentration de l'effluent en DBO₅

$$S_o = L_0 / Q_{\text{moy},j} = 5499.86 / 17958.6 = 306.25 \text{ mg/l} \Rightarrow S_o = 306.25 \text{ mg/l}$$

V.2.3.3. La charge polluante à la sortie (Sf = 30 mg/l)La charge polluante à la sortie a une concentration Sf conforme aux normes de rejets fixées à 30 mg/l de DBO₅.

D'où la charge :

$$L_f = S_f \cdot Q_{\text{moy j}} = 0,03 \cdot 17958,6 = 538,76 \text{ Kg DBO}_5/\text{j} \quad \Rightarrow \quad L_f = 538,76 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

V.2.3.4. La charge polluante éliminée L_e

$$L_e = L_o - L_f = 5499,86 - 538,76 = 4961,1 \text{ Kg DBO}_5/\text{j} \quad \Rightarrow \quad L_e = 4961,1 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

V.2.3.5. Le rendement de l'épuration

$$\eta_{\text{ep}} = (L_o - L_f) / L_o = (1292,41 / 1432,76) \cdot 100 = 90,2\% \quad \Rightarrow \quad \eta_{\text{ep}} = 90,2 \%$$

V.2.3.6. Besoins théoriques en oxygène

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

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

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

$$\text{Avec : } q_{O_2} = a' L_e + b' X_a \quad (\text{Kg/j})$$

- ✓ L_e : DBO_5 éliminée dans le bassin d'aération par jour (Kg).
- ✓ X_a : quantité de boues (MVS) présentes par jour dans le bassin d'aération (Kg)
- ✓ a' : la fraction de pollution transformé en énergie de synthèse au cours de l'épuration et c' est aussi la quantité d'oxygène à fournir aux bactéries pour qu'elles synthétisent la matière vivante à partir d'une pollution. [8]

$$0,48 < a' < 0,65 \quad \Rightarrow \quad a' = 0,6$$

- ✓ b' : coefficient cinétique de respiration endogène [8]

$$0,07 < b' < 0,11 \quad \Rightarrow \quad b' = 0,08$$

❖ Les besoins journaliers en oxygène

$$q_{O_2} = (0,6 \cdot 4961,1) + (0,08 \cdot 10999,72) = 3856,64 \text{ Kg O}_2/\text{j}$$

❖ La quantité d'oxygène horaire

$$q_{O_2/24} = 3856,64 / 24 = 160,69 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

❖ La quantité d'oxygène nécessaire par m^3 du bassin

$$q_{O_2/m^3} = q_{O_2} / v = 3856,64 / 3929 = 0,98 \text{ Kg O}_2/\text{m}^3/\text{j}$$

❖ Les besoins en pointe horaire en oxygène

$$q_{O_2\text{pte}} = (a' L_e / T_d) + (b' \cdot X_a / 24) \dots \dots \dots (V-24)$$

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

$$\text{D'où : } q_{O_2\text{pte}} = 0,6 \cdot 4961,1 / 16 + (0,08 \cdot 10999,72 / 24) = 222,71 \text{ Kg O}_2/\text{h}.$$

V.2.3.7. Besoin réel en pointe en oxygène

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

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

$$q_{O_2 \text{ réel}} = \frac{q_{O_2}}{\alpha \cdot \beta} \dots\dots\dots (V-25)$$

✓ 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.

$$\alpha = \frac{C_s(\text{eau usee})}{C_s(\text{eau epure})} = 0,8 \dots\dots\dots (V-26)$$

✓ β : tel que $0,8 \leq \beta \leq 0,95$ [5]

On prend : $\beta = 0,85$

$$q_{O_2 \text{ réel pointe}} = \frac{222,72}{0,8 \times 0,85} = 327,53 \text{ Kg } O_2/h$$

$$\text{En moyenne : } q_{O_2 \text{ réel jour}} = \frac{3856,64}{0,8 \times 0,85} = 5671,53 \text{ Kg } O_2/h$$

V.2.3.8. Calcul des caractéristiques de l'aérateur

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

Les apports spécifiques des aérateurs de surface ont souvent été compris entre 1 et 2 $kg O_2 / kwh$

$$E_n = \frac{q_{O_2}}{E_a} \dots\dots\dots (V-27)$$

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

On prend : $E_a = 1,5 kg O_2 / kwh$ [8]

$$\text{Donc : } E_n = \frac{222,71}{1,5} = 148,47 \text{ kw} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{E_n = 148,47 Kw}$$

❖ **Puissance de brassage**

La puissance de brassage est donnée par la relation suivante

$$E_b = Sh \times Pa \dots\dots\dots (V-28)$$

- ✓ P_a : puissance spécifique absorbée.

La puissance spécifique absorbée (P_a) pour les aérateurs de surface est $P_a=80\text{w/m}^2$ [7]

- ✓ Sh : surface horizontale du bassin.

Donc : $E_b=Sh \times P_a=982.25 \times 80 = 78580 \text{ w.}$ \Rightarrow $E_b=78.58\text{Kw}$

❖ Calcul du nombre d'aérateurs dans le bassin

$N_a=E_n/E_b=148.47/78.58=1.8$

On prend deux aérateurs ($N_a=2$).

V.2.3.8. Bilan des boues

❖ Calcul de la quantité de boues en excès

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

$$\Delta X = X_{\min} + X_{dur} + a_m L_e - b X_a - X_{eff} \dots \dots \dots (V-29)$$

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. [1]
- ✓ a_m : Coefficient de rendement cellulaire (g cellulaires formées/gDBO₅éliminées).
- ✓ a_m : Varie entre 0, 55 < a_m < 0, 65. On prend $a_m= 0.6$. [1]
- ✓ L_e : Quantité de DBO₅ à éliminer (Kg/j).
- ✓ b : Fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène. **$b=0,07$**
- ✓ X_a : Masse totale de MVS dans le bassin(Kg).
- ✓ X_{eff} : Fuite des MES avec l'effluent (dépend des normes de rejet, on adopte généralement 30mg/l).

La charge journalière en MES à la sortie de décanteur primaire est **2837.48Kg/j**

$$X_{\min} = 0.3 \times 2837.48 = 851.24 \text{ Kg/j}$$

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

$$X_{dur} = 0.3 (0.75 \times 2837.48) = 638.43 \text{ kg/j}$$

$$a_m L_e = 0.6 \times 4961.1 = 2676.66 \text{ Kg/j}$$

$$b X_a = 0.07 \times 10999.72 = 769.98 \text{ Kg/j}$$

$$X_{eff} = 0.03 \times 17958.6 = 538.76 \text{ Kg/j}$$

$$\text{Alors } \Delta X = 851.24 + 638.43 + 2676.66 - 769.98 - 538.76 = 3157.59 \text{ Kg/j}$$

$$\Delta X = 3157.59 \text{ kg/j}$$

❖ **Concentration des boues en excès :**

$$X_m = \frac{1200}{I_m} \dots\dots\dots (V-30)$$

Avec :

- ✓ X_m : Concentration de boues en excès (kg/j).
- ✓ I_m : L'indice de Mohlman.
- ✓ I_m : Indique la bonne décantabilité des boues s'il se trouve dans la fourchette :
(100÷150) . [14]
- ✓ Cet indice représente le volume occupé par un gramme de poids sec de boues après décantation d'une demi-heure dans une éprouvette de 1 litre.

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

$$\text{D'où : } X_m = \frac{1200}{125} \Rightarrow X_m = 9,6 \text{ kg/m}^3$$

❖ **Le débit de boues en excès**

$$\text{Ce débit est donné par : } Q_{\text{excès}} = \frac{X}{X_m} = \frac{3157.59}{9.6} = 328.91 \Rightarrow Q_{\text{excès}} = 328.91 \text{ m}^3/\text{j}$$

❖ **Le débit spécifique par m³ de bassin**

$$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V} \dots\dots\dots (V-31)$$

- ✓ V : volume de bassin

$$\text{Donc : } q_{sp} = \frac{3157.59}{3929} = 0.80 \text{ Kg/m}^3/\text{j} \Rightarrow q_{sp} = 0,80 \text{ Kg/m}^3/\text{j}.$$

❖ **Les boues recyclées**

Dans le but de maintenir une concentration moyenne constante de boues dans le bassin, on procède à un recyclage d'une partie des boues dans le bassin d'aérations. En effet, Si la quantité de boues recyclées est insuffisante, le volume des boues stockées dans le décanteur secondaire sera trop important.

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

❖ **Le taux de recyclage**

- ✓ Il peut varier de 15 à 100% de débit de l'effluent produit. [7]
- ✓ Il est donné par l'expression suivante :

$$R = \frac{100[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]} \dots\dots\dots (V-32)$$

- R : taux de recyclage(%)

- $[X_a]$: concentration des boues dans le bassin = **2.8Kg/m³**

$$R = \frac{100 \times 2.8}{\frac{1200}{125} - 2.8} = 41.17\% \Rightarrow R = 41.17\%$$

❖ **Le débit des boues recyclées**

$$Q_r = R Q_j \dots\dots\dots (V-33)$$

$$\text{Donc : } Q_r = 0.411 \times 17958.6 = 7380.98 \text{ m}^3/\text{j} \quad \Rightarrow \quad Q_r = 7380.98 \text{ m}^3/\text{j}$$

Remarque

Le débit des boues recyclé est tributaire du débit journalier arrivant à la station d'épuration. En règle générale ; il est compris entre 50 et 200 % du débit moyen journalier.

❖ **Age des boues**

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

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X} \dots\dots\dots (V-34)$$

$$A_b = \frac{X_a - 10999.72}{X - 3157.59} = 3.48 \text{ j} \quad \Rightarrow \quad A_b = 3.48 \text{ jours}$$

V.2.3.9. Calcul du clarificateur (décanteur secondaire)

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

Nous optons pour un décanteur de forme circulaire, muni d'un pont racleur de surface (récupération des flottants) et un racleur de fond pour une concentration des boues décantées vers le centre de l'ouvrage d'où une partie est reprise pour le recyclage et l'autre partie des boues (la fraction en excès) est évacuée vers les ouvrages de traitement des boues.

☞ **Données de base**

- ✓ Le temps de séjour : $t_s = (1,5 \div 2)$ heure .On prend $t_s = 1,5\text{h}$. [9]
- ✓ Le débit de pointe en temps de pluie (de la station) : $Q_{ptp} = 3780 \text{ m}^3/\text{h}$

❖ **Le volume du décanteur**

$$V = Q_p \times t_s = 3780 \times 1,5 = 5670 \text{ m}^3 \Rightarrow v = 5670 \text{ m}^3$$

Hauteur du clarificateur

Hauteur du décanteur est : $H = (3 \div 5)$ m. [1]

On prend : **H=5m**

❖ **La surface horizontale du décanteur**

$$S_h = V/h = 5670 / 5 = 1134 \text{ m}^2$$

❖ **Le diamètre du décanteur**

Sachant que notre bassin a une forme circulaire donc le diamètre est donné par la relation suivante :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times H}} = \sqrt{\frac{4 \times 5670}{3.14 \times 5}} = 38 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{D=38m}$$

❖ **Le temps de séjour**

$$T_s = v / Q_{mh}$$

➤ Au débit moyen horaire

$$T_s = v / Q_{mh} \Rightarrow t_s = 5670 / 748.28 = 7.58 \text{ h} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{t_s = 7.58h}$$

➤ Au débit de pointe par temps sec

$$T_s = v / Q_{pts} \Rightarrow t_s = 5670 / 1260 = 4.5 \text{ h} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{t_s = 4,5h}$$

Pour l'horizon 2043

Pour cet horizon, on dimensionne l'aérateur et le clarificateur avec la différence des débits des deux horizons :

• **Débit de la station :**

$$Q_{ptp} = Q_{ptp(2043)} - Q_{ptp(2023)}$$

$$Q_{St} = 10368 - 3780 = \mathbf{6588 \text{ m}^3/h}$$

• **Débit moyen journalier :**

$$Q_{moyj} = Q_{moyj(2043)} - Q_{moyj(2023)}$$

$$Q_{moyj} = 51791.4 - 17958.6 = \mathbf{33832.8 \text{ m}^3/j}$$

• **La charge en MES à la sortie du décanteur primaire est de : 5345.98kg/j**

- ✓ Pour l'aérateur on garde la même forme (carrée)
- ✓ pour le clarificateur on garde aussi la même forme (circulaire)

Les résultats de dimensionnement de l'aérateur et le décanteur secondaire pour l'horizon 2043 sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau V.10. Résultats de calcul d'aérateur pour les deux horizons

Désignations	Unité	2023	2043
<u>Données de base</u>			
Débit moyen journalier $Q_{moy j}$	m^3/j	17958.6	33832.8
Débit moyen horaire $Q_{moy h}$	m^3/h	748.28	1409.7
Débit de pointe en temps de pluie Q_{ptp}	m^3/h	3780	6588
Charge polluante à l'entrée du bassin L_0	Kg/j	5499.86	10361.29
Concentration de l'effluent en DBO_5 S_0	mg/l	306.25	306.25
La charge polluante à la sortie L_f	Kg DBO_5/j	538.76	1014.98
La charge polluante éliminée L_e	Kg DBO_5/j	4961.1	9346.31
Le rendement de l'épuration η_p	%	90.2	90.2
<u>Dimensionnement du bassin d'aération</u>			
Volume du bassin V	m^3	3929	3700.46
nombre	-	1	2
Hauteur du bassin H	m	4	4
Surface horizontale du bassin S_h	m^2	982.25	925.12
Le coté du bassin L	m	31.5	30.42
La masse de boues dans le bassin X_a	Kg	10999.72	20722.58
Concentration de boues dans le bassin $[X_a]$	Kg/ m^3	2.8	2.8
Temps de séjours T_s - débit moyen horaire	h	5.25	5.25
- débit de pointe par temps sec	h	3.10	3.37
-débit de la station	h	1.04	1.12
<u>Besoin en oxygène</u>			
Besoins journaliers en oxygène : q_{O_2}	Kg O_2/j	3856.64	7265.59
La quantité d'oxygène horaire $q_{O_2/24}$	Kg O_2/h	160.69	302.73
La quantité d'oxygène nécessaire pour un m^3 du bassin q_{O_2/m^3}	Kg O_2/m^3j	0.98	0.98
Besoins en pointe horaire en oxygène q_{O_2pte}	Kg O_2/h	222.71	419.56
<u>Calcul de l'aérateur de surface à installer</u>			
Besoin réel de pointe en oxygène :	Kg O_2/h	327.53	617
Puissance d'aération nécessaire :	kW	148.47	279.71
puissance de brassage d'un bassin	kW	78.58	74
Calcul de nombre d'aérateurs dans le bassin :	-	2	2

<u>Bilan de boues</u>			
Calcul de la quantité des boues en excès Δx	Kg/j	3157.59	5948.87
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	328.91	619.67
Le débit spécifique par m ³ de bassin q_{sp}	Kg/m ³ .j	0.8	0,8
Le taux de boues recyclées R	%	41.17	41.17
Le débit des boues recyclées Q_r	m ³ /j	7380	13905.28
Age des boues A_b	j	3.48	3.48
<u>Caractéristiques du clarificateur</u>			
forme	circulaire	circulaire	circulaire
Nombre de bassins	-	1	2
Surface horizontale	m ²	1134	988.2
Diamètre	m	38	36
Volume	m ³	5670	4941
Hauteur	m	5	5
Temps de séjour pour le débit moyen horaire	j	7.58	7.01
Temps de séjour pour le débit de pointe par temps sec	j	4.5	4.5

V.2.4. Traitement tertiaire (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.

V.2.4.1. Dose du chlore à injecter

La dose du chlore nécessaire dans les conditions normales pour un effluent traité est de 5 à 10 mg/l pour un temps de contact de 30 minutes. [10]

On utilise une dose de 10 mg/l pendant un temps de contact de 30 mn.

V.2.4.2. La dose journalière en chlore

$$D_j = Q_{moy} \times [Cl_2] = 17958.6 \times 0,01 = 179.59 \text{ Kg/j}$$

V.2.4.3. Calcul de la quantité de l'eau javel

On prend une solution d'hypochlorite à 20° [6]

1° de chlorométrie → 3,17 g de Cl₂/ NaClO

20° de chlorométrie → X

$$X = 3,17 \cdot 20 / 1 = 63,4 \text{ gde Cl}_2 / \text{NaClO}$$

V.2.4.4. La quantité d'hypochlorite de sodium nécessaire

$$1 \text{ m}^3 (\text{NaClO}) \rightarrow 63,4 \text{ Kg de Cl}_2$$

$$Q_j \rightarrow 179.59$$

$$Q_j = 179.59 / 63,4 = 2.83 \text{ m}^3 (\text{NaClO})/j$$

V.2.4.5. La quantité annuelle d'hypochlorite de sodium

$$Q_a = Q_j \times 365 = 2.83 \times 365 = 1032.95 \text{ m}^3 (\text{NaClO}) / \text{an}$$

V.2.4.6. Dimensionnement du bassin de désinfection

$$Q_{\text{ptp}} = 3780 \text{ m}^3 / \text{h} \text{ (débit de pointe au temps de pluie)}$$

$$T_s = 30 \text{ mn}$$

❖ **Le volume du bassin**

$$V = Q_{\text{pte}} \times T_s = 3780 \cdot 30 / 60 = 1890 \text{ m}^3 \quad \Rightarrow \quad V = 1890 \text{ m}^3$$

❖ **La hauteur du bassin**

$$\text{On fixe } H = 3 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad H = 3 \text{ m}$$

❖ **La surface horizontale**

$$S_h = V / H = 1890 / 3 = 630 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow \quad S_h = 630 \text{ m}^2$$

❖ **La largeur et la longueur**

Notre bassin a une forme rectangulaire de surface $S_h = L \times B$

$$\text{On prend : } L = 2 \times B$$

$$B = \sqrt{\frac{S_h}{2}} = 17.75 \text{ m. On prend:} \quad \Rightarrow \quad B = 18 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } L = 2 \times 17.75 = 35.5 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad L = 35.5 \text{ m}$$

Avec :

L : longueur du bassin de désinfection.

B : largeur du bassin de désinfection.

Pour l'horizon 2043

Pour cet horizon, on dimensionne le bassin de désinfection avec la différence des débits des deux horizons :

✓ **Débit de la station**

$$Q_{\text{ptp}} = Q_{\text{ptp}(2043)} - Q_{\text{ptp}(2023)}$$

$$Q_{\text{ptp}} = 10368 - 3780 = 6588 \text{ m}^3 / \text{h}$$

✓ **Débit moyen journalier**

$$Q_{\text{moy j}} = Q_{\text{moy j}(2043)} - Q_{\text{moy j}(2023)}$$

$$Q_{\text{moy j}} = 51791.4 - 17958.6 = 33832.8 \text{ m}^3 / \text{j}$$

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 V.11 : résultats de dimensionnement du bassin de désinfection pour les deux horizons.

Caractéristiques du bassin	Unité	Horizon	
		2023	2043
• Volume	m ³	1890	3294
• Hauteur	m	3	5
• Surface horizontale	m ²	630	658.8
• Longueur	m	35.5	36.3
• Largeur	m	17.75	18.5
• Dose journalière en chlore	Kg/j	179.59	338.33
• La quantité d'hypochlorite nécessaire	m ³ /j	2.83	5.34
• La quantité annuelle d'hypochlorite	m ³ /an	1032.95	1949.1

V.2.5.Traitement des boues

Tout traitement d'épuration conduit à la production de déchets. Ceux-ci sont collectés :

- Au niveau du prétraitement : refus de dégrillage, déchets du dégraissage et du dessablage ;
- Au niveau des décanteurs primaires, secondaires.

Les boues provenant de ses décanteurs sont admises dans une filière de traitement qui comporte l'épaississement, la stabilisation et la déshydratation

V.2.5.1.Epaississement

L'épaississeur constitue la première étape des filières de traitement des boues. Il sera dimensionné en fonction des charges polluantes éliminées dans les décanteurs primaire et secondaire.

V.2.5.2.Stabilisation

Les techniques de stabilisation consiste essentiellement à ralentir, voire stopper, les fermentations génératrices de nuisances olfactives. Pour cela, deux stratégies sont envisageables : les stabilisations chimiques ou biologiques.

Pour ce dernier cas, les phénomènes peuvent être aérobies ou anaérobies. Il s'agit alors de l'étape de digestion des boues.

Pour la stabilisation chimique ; Le composé de choix est la chaux vive. Son incorporation se réalise à une boue déjà floculée égouttée. Un mélange intime est indispensable. Celui-ci est obtenu avec un malaxeur à vis. L'addition de chaux provoque une forte élévation de température et par conséquent une évaporation de l'eau.

Dans notre cas on choisi la technique de stabilisation aérobie, très utilisée dans les stations de traitement de moyenne importante.

V.2.5.3.Déshydratation

La déshydratation permet de poursuivre l'opération d'épaississement jusqu'à un état pâteux, Dans notre cas, on choisit une déshydratation naturelle sur lits de séchage afin de réduire les frais d'exploitation de la station (minimiser les dépenses d'énergies).

❖ **Dimensionnement**➤ **Epaississeur**

Il reçoit les boues issues du décanteur primaire et secondaire.

La production journalière des boues est de :

▪ **Boues issues du décanteur primaire**

Boues primaires : $DX_p = DBO_{5e} + MESe$

$$DX_p = 4256.21 + 2357.08 = \mathbf{6613.29 \text{ Kg/j}}$$

▪ **Boues issues du décanteur secondaire**

Boues secondaires $DX_s = \mathbf{3157.59 \text{ Kg/j}}$ (Représente les boues en excès)

▪ **La quantité totale journalière des boues sera**

$$DX_t = DX_p + DX_s = 6613.29 + 3157.59 = \mathbf{9770.88 \text{ Kg/j}}$$

▪ **La concentration des boues**

A l'entrée de l'épaississeur les boues fraîches ont les concentrations moyennes suivantes :

- Boues primaires : $(20 \div 30) \text{ g/l}$
- Boues secondaire : $(10 \div 30) \text{ g/l}$

▪ **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**

$$Q_1 = DX_p / S_1 = 6613.29 / 25 = \mathbf{264.53 \text{ m}^3/\text{j}}$$

DX_p : quantité issues du décanteur primaire

S_1 : concentration des boues.

On prendra $S_1 = \mathbf{25 \text{ g/l}}$

○ **Le débit arrivant du décanteur secondaire**

$$Q_2 = DX_s / S_2 = 3157.59 / 10 = \mathbf{315.76 \text{ m}^3/\text{j}}$$

S_2 : concentration des boues.

On prendra $S_2 = \mathbf{10 \text{ g/l}}$

○ **Le débit total (Q_t)**

$$Q_t = Q_1 + Q_2 = 264.53 + 315.76 = \mathbf{580.29 \text{ m}^3/\text{j}}$$

○ **La concentration du mélange (S)**

$$S = DX_t / Q_t = 9770.88 / 580.29 = \mathbf{17.44 \text{ Kg/m}^3}$$

▪ **Le volume de l'épaisseur**

$$V = Q_t \cdot T_s = 580.29 \times 2 = 1160.58 \text{m}^3 \quad \Rightarrow \quad V = 1160.58 \text{m}^3$$

Ts : temps de séjours = 2j.

▪ **La surface horizontale**

Pour une profondeur de H = 5m. On calcule :

$$S_h = V / H = 1160.58 / 5 = 232.12 \text{m}^2$$

▪ **Le diamètre**

Notre épaisseur a une forme circulaire de diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S_h}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 232.12}{3.14}} = 17.20 \text{m}$$

▪ **Caractéristiques des boues épaissies**

La concentration des boues après épaississement par décantation est de l'ordre de 80 à 100 g/l. [15]

▪ **Calcul du débit des boues épaissies**

$$C_{be} = 85 \text{g/l.}$$

$$Q_d = D \cdot X_t / 85 = 9770.88 / 85 = 114.95 \text{ m}^3/\text{j.}$$

❖ **La quantité de MVS contenue dans les boues**

$$MES = 7093.69 \text{kg/j}$$

$$MM = 2128.11 \text{kg/j}$$

$$MVS = 4965.58 \text{kg/j}$$

❖ **La quantité de MVS à la sortie de la stabilisation**

$$(MVS) \text{ sortie} = MVS - 0,45 \cdot MVS = 4965.58 \times 0,55 = 2731.07 \text{kg/j} \quad \Rightarrow (MVS) \text{ sortie} = 2731.07 \text{kg/j}$$

❖ **Temps de séjour**

L'élimination des MVS est souvent traduite par la relation suivante :

$$B_a = B_{a0} \cdot 1^{K_s T} \dots \dots \dots (V-35)$$

- ✓ B_a : représente la quantité de MVS au temps t ;
- ✓ B_{a0} : représente la quantité de MVS au temps initiale ;
- ✓ K_s : le taux d'élimination des MVS qui dépend de la boue, de la température et également des traitements précédant la digestion.

Les valeurs de K_s s'échelonnent entre 0,5 et 0,05, nous prenons **K_s=0,05**.

L'alimentation se faisant régulièrement une fois par jour et le mélange étant inégale, la fraction volatile de boues maintenues dans le bassin sera telle que :

$$B_a = B_{a0} \cdot 1^{K_s T} = 0,95 \cdot B_{a0} \dots \dots \dots (V-36)$$

Et la fraction volatile stabilisée sera :

$(1 - 0.95) \cdot B_a = 45\%$ de MVS stabilisé

$$0,05B_a = 0.45 \times 4965.58 = \mathbf{2234.51 \text{ kg}}$$

Alors $B_a = \mathbf{44690.22 \text{ kg}}$

L'extraction journalier est de 2731.07Kg MVS /J, l'âge des boues en stabilisation sera donc :

$$T = \frac{44690.22}{2731.07} = 16.36 \text{ jours}$$

❖ Boues en excès dans le stabilisateur

$$Q_{\text{excès}} = MM + (MVS)_{\text{sortie}} = 2128.11 + 2731.07 = \mathbf{4859.18 \text{ kgde boues / jour}}$$

❖ Dimensionnement du bassin de stabilisation

➤ La masse de boue à maintenir dans le stabilisateur (M_b)

$$M_b = Q_{\text{excès}} \times t = 4859.18 \times 16,36 = \mathbf{79496.18 \text{ kg.}}$$

Sachant que les boues épaissies peuvent atteindre des taux de concentration C_{be} de 80 à 100 g/l, on prend $C_{be} = \mathbf{85 \text{ g/l}}$.

➤ Volume du bassin de stabilisation

$$V = M_b / C_{be} = 79496.18 / 85 = \mathbf{935.25 \text{ m}^3}$$

➤ Surface horizontale

On prend la profondeur du bassin de stabilisation $H = \mathbf{5 \text{ m}}$

$$S_h = V / H = 935.25 / 5 = \mathbf{187.05 \text{ m}^2}$$

➤ La largeur du bassin

Notre stabilisateur a une forme rectangulaire et la surface est donnée par : $S_h = L \times l$

$$\text{On a } L = 2.l \Rightarrow l = (S_h / 2)^{0.5} = \mathbf{9.67 \text{ m}}$$

➤ La longueur de bassin

$$L = 2.l = 2 \times 9.67 = \mathbf{19.34 \text{ m}}$$

➤ Aération du bassin de stabilisation

La quantité d'air nécessaire s'effectuera à l'aide des aérateurs $2 \text{ kg O}_2 / \text{kg MVS détruit}$.

-La masse des boues détruites par jour est de $\mathbf{2234.51 \text{ kg/j}}$.

$$DO_2 = 2 \cdot 2234.51 = 4469.02 \text{ kg O}_2/\text{j} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{DO_2 = 4469.02 \text{ kg O}_2/\text{j}}$$

❖ Lits de séchage

Les boues épaissies sont épandues sur des lits pour y être déshydratées naturellement. Les lits sont formés d'aires délimitées par des murettes. Ils sont constitués d'une couche de sable disposée sur une couche support de gravier. Les drains, disposés sous la couche support, recueillent les eaux d'égouttage pour les ramener en tête de station. L'épaisseur maximale (H) de boues à admettre sur les lits de séchage est 40 cm.

Les opérations successives de remplissage d'un lit doivent être faites à intervalles rapprochés, soit 2 à 3 jours. La durée de séchage est de 4 à 6 semaines suivant les climats et les saisons. Une largeur (b) optimum de 8 m et une longueur (L) de 20 à 30 m est conseillée si le lit n'est alimenté qu'en un seul point. [3]

❖ Calcul des lits de séchage

Nous avons choisi les dimensions suivantes

b=8m; L=30m; H=0,4m

➤ Le volume de boues épandues sur chaque lit

$$V = b \times L \times H \dots\dots\dots (V-37)$$

$$\Rightarrow V = 96\text{m}^3$$

Le séchage des boues se fera quotidiennement avec une période de latence correspondant à la période d'enlèvement des boues séchées et de nettoyage des lits.

La quantité des boues à extraire quotidiennement est :

$$Q_f = (MVS)_{\text{sortie}} = 2731.07 \text{ kg/j.}$$

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 :

$$V_1 = 2731.07/85 = 32.13\text{m}^3/\text{j.}$$

➤ Nombre de lits nécessaires à chaque épandage

$$N > v_1/v = 32.13/96 = 0.33 \text{ on prend } n=1$$

➤ Volume des boues épandues par lit et par an

Il est généralement admis que chaque lit sert 12 fois par an

$$V_2 = 12 \times v = 12 \times 96 = 1152\text{m}^3$$

➤ Volume des boues à sécher par an

$$V_{ba} = v_1 \times 365 = 32.13 \times 365 = 11727.45\text{m}^3$$

➤ Nombre de lits nécessaire

$$N > v_{ba}/v_2 = 11727.45/1152 = 11\text{lits}$$

➤ Surface nécessaire :

$$S = S_0 \times N$$

$$\text{Où : } S_0 \text{ c'est la surface du lit de séchage : } S_0 = L \times b = 30 \times 8 = 240\text{m}^2$$

$$S = 240 \times 11 = 2640 \text{ m}^2.$$

Pour l'horizon 2043

Les résultats de dimensionnement de l'épaisseur, stabilisateur aérobie et le lit de séchage pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau V.12. Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur, stabilisateur aérobie et le lit de séchage (2023 et 2043).

Désignations	unité	2023	2043
Dimensionnement de l'épaississeur			
Boues issues du décanteur primaire	kg/j	6613.29	12459.54
Boues issues du décanteur secondaire	kg/j	3157.59	5948.87
la quantité totale journalière des boues	Kg/j	9770.88	18408.41
Le débit total	m ³ /j	580.29	1093.27
La concentration du mélange :	Kg/m ³	17.44	16.84
Débit des boues épaissies	m ³ /j	114.95	216.60
Hauteur	m	5	5
Surface horizontale	m ²	232.12	437.31
Volume	m ³	1160.58	2186.54
Diamètre	m	17.20	23.60
Stabilisateur aérobie			
La quantité de MVS contenue dans les boues			
- MES	kg/j	7093.69	13364.96
-MM		2128.11	4009.49
- MVS		4965.58	9355.47
La quantité de MVS à la sortie de la stabilisation :	kg/j	2731.07	5145.51
Temps de séjour :	j	16.36	16.36
Boues en excès dans le stabilisateur :	Kg /j	4859.18	9155
La masse de boue à maintenir dans le stabilisateur (Mb)	kg	79496.18	149775.8
Hauteur	m	5	5
Volume du bassin de stabilisation	m ³	935.25	1762.07
Surface horizontale	m ²	187.05	352.41
La longueur de bassin	m	19.34	26.54
La largeur de bassin	m	9.67	13.27
Quantité d'air par jour Do ₂	Kg o ₂ /j	4469.02	8419.92

Lit de séchage			
Le volume de boues épandues sur chaque lit	m ³	96	96
la quantité des boues à extraire	Kg/j	2731.07	5145.51
Volume des boues épandues par lit et par an	m ³	1152	1152
Volume des boues à sécher par an	m ³	11727.45	22097.1
Nombre de lits nécessaire	-	11	20
Surface nécessaire	m ²	2640	4800

Etude de la variante à 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 déssableur-déshuileur.

Le traitement biologique par boues activées à faible charge abouti 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**

$$0,1 < C_m < 0,2 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS j} [14]$$

On prendra : $C_m = 0,2 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS j}$

➤ **Charge volumique**

$$0,3 < C_v < 0,6 \text{ Kg DBO}_5/ \text{m}^3\text{j} [14]$$

On prendra : $C_v = 0,5 \text{ Kg DBO}_5/ \text{m}^3\text{j}$

V.3.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 côté L et de hauteur H.

V.3.1. le volume du bassin

$$V_a = L_0 / C_v$$

Avec :

- ✓ C_v : Charge volumique (kg DBO₅/m³.j). $C_v = 0.5$ Kg DBO₅/ m³/ j
- ✓ L_0 : charge polluante à l'entrée du bassin (sans décantation primaire) (kg DBO₅/j).
 $L_0 = 7856.94 \text{ kg/j}$

$$D'où : V = L_0 / C_v = 7856.94 / 0,5 = 15713.88 \text{ m}^3 \quad \Rightarrow \quad V = 15713.88 \text{ m}^3$$

Vu que le volume du bassin est important, on projette trois bassin de volume identique de $V = 5237.96 \text{ m}^3$

V.3.2. La hauteur du bassin

Elle est prise généralement entre 3 et 5m donc on prend : $\Rightarrow H = 5 \text{ m}$

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

V.3.3. Surface horizontale du bassin

$$S_h = V / H = 5237.96 / 5 = 1147.59 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow \quad S_h = 1147.59 \text{ m}^2$$

V.3.4. Calcul des dimensions du bassin

$$S_h = L^2 \quad L = \sqrt{1147.59} = 32.37 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad L = 32.37 \text{ m}$$

V.3.5. La masse de boues dans le bassin

$$X_a = \frac{L_0}{C_m} = \frac{7856.94}{0.2} = 39284.7 \text{ kg} \quad \Rightarrow \quad X_a = 39284.7 \text{ kg}$$

V.3.6. Concentration de boues dans le bassin

$$[X_a] = X_a / V = 39284.7 / 15713.88 = 2.5 \text{ kg/m}^3 \quad \Rightarrow \quad [X_a] = 2.5 \text{ kg/m}^3$$

V.3.7. Calcul du temps de séjour

1. Pour le débit moyen horaire

$$T_s = \frac{V}{Q_{moy,h}} = \frac{5237.96}{249.43} = 21 \quad \Rightarrow \quad T_s = 21 \text{ h}$$

2. Pour le débit de pointe par temps sec

$$T_s = \frac{V}{Q_{pts}} = \frac{5237.96}{420} = 12.47 \quad \Rightarrow \quad T_s = 12.47 \text{ h}$$

3. Pour le débit de pointe en temps de pluie.

$$T_s = \frac{V}{Q_{ptp}} = \frac{5237.96}{1260} = 4.16 \quad \Rightarrow \quad T_s = 4.16 \text{ h}$$

V.4. Concentration de l'effluent en DBO₅ (S₀)

$$S_0 = L_0 / Q_{\text{moy j}} = 7856.94 / 17958.6 = 0,437 \text{ mg/l} \quad \Rightarrow \quad S_0 = 437 \text{ mg/l}$$

V.4.1. La charge polluante à la sortie (S_f = 30 mg/l)

La charge polluante à la sortie à une concentration S_f conforme aux normes de rejets fixées à 30 mg/l de DBO₅.

D'où la charge :

$$L_f = S_f \cdot Q_{\text{moy j}} = 0,03 \cdot 17958.6 = 538.76 \text{ Kg DBO}_5/\text{j} \quad \Rightarrow \quad L_f = 538.76 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

V.4.2. La charge polluante éliminée L_e

$$L_e = L_0 - L_f = 7856.94 - 538.76 = 7318.18 \text{ Kg DBO}_5/\text{j} \quad \Rightarrow \quad L_e = 7318.18 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

V.4.3. Le rendement de l'épuration

$$\eta_{\text{ep}} = (L_0 - L_f) / L_0 = (7318.18 / 7856.94) \cdot 100 = 93.14\% \quad \Rightarrow \quad \eta_{\text{ep}} = 93.14 \%$$

V.5. Besoins théoriques en oxygène

Le calcul théorique de la consommation d'oxygène est donné par la formule (4)

$$q_{O_2} = a' L_e + b' X_a \quad (\text{Kg/j})$$

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

$$0.48 < a' < 0.65 \quad \Rightarrow \quad a' = 0,6$$

- ✓ b' : coefficient cinétique de respiration endogène

$$0.07 < b' < 0.11 \quad \Rightarrow \quad b' = 0,08$$

➤ Les besoins journaliers en oxygène

$$q_{O_2} = (0,6 \cdot 7318.18) + (0,08 \cdot 39284.7) = 7533.68 \text{ Kg O}_2/\text{j}$$

➤ La quantité d'oxygène horaire

$$q_{O_2/24} = 7533.68 / 24 = 313.90 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

➤ La quantité d'oxygène nécessaire par m³ du bassin

$$q_{O_2/m^3} = q_{O_2} / v = 7533.68 / 15713.88 = 0,48 \text{ Kg O}_2/\text{m}^3/\text{j}$$

➤ Les besoins en pointe horaire en oxygène

$$q_{O_2\text{pte}} = (a' L_e / T_d) + (b' \cdot X_a / 24)$$

D'où : $q_{O_2pte} = (0.6 \times 7318.18 / 16) + (0.08 \times 39284.7/24) = 405.38 \text{ Kg } O_2/h$.

V.6. Besoin réel en pointe en oxygène

$$q_{O_2réel} = \frac{q_{O_2}}{\alpha \cdot \beta} \quad \alpha = \frac{C_s(\text{eau usee})}{C_s(\text{eau epure})} = 0,8$$

✓ β : tel que $0,8 \leq \beta \leq 0,95$. On prend : $\beta = 0,85$

$$q_{O_2réel} = \frac{405.38}{0.8 \times 0.85} = 596.15 \text{ Kg } O_2/h$$

$$\text{En moyenne : } q_{O_2réel \text{ jour}} = \frac{7533.68}{0.8 \times 0.85} = 11078.94 \text{ Kg } O_2/j$$

V.7. Calcul des caractéristiques de l'aérateur

➤ Calcul de la puissance de l'aération nécessaire (E_n)

Les apports spécifiques des aérateurs de surface ont souvent été compris entre 1 et 2 $kg O_2 / kwh$

$$E_n = \frac{q_{O_2}}{E_a}$$

On prend : $E_a = 1.5 \text{ kg } O_2 / kwh$

$$\text{Donc : } E_n = \frac{405.38}{1.5} = 270.25 \text{ kw} \quad \Rightarrow \quad E_n = 270.25 \text{ Kw}$$

➤ Puissance de brassage

$E_b = Sh \times Pa$ avec : $Pa = 80 \text{ w/m}^2$

$$\text{Donc : } E_b = Sh \times Pa = 1147.59 \times 80 = 91.80 \text{ w.} \quad \Rightarrow \quad E_b = 91.80 \text{ Kw}$$

➤ Calcul du nombre d'aérateurs dans chaque bassin

$$N_a = E_n / E_b = (270.25/3) / 91.80 = 0.98$$

On prend aérateurs pour chaque bassin ($N_a = 1$).

V.8. Bilan des boues

➤ Calcul de la quantité des boues en excès

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

$$\Delta X = X_{\min} + X_{dur} + a_m L_e - b X_a - X_{eff}$$

La charge journalière en MES à la sortie de déssableur-déshuileur est **7093.69Kg/J**

$$X_{min} = 0.3 \times 7093.69 = 2128.11 \text{ Kg/j}$$

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

$$X_{dur} = 0.3 (0.75 \times 7093.69) = 1596.08 \text{ kg/j}$$

$$a_m L_e = 0.6 \times 7318.18 = 4390.91 \text{ Kg/j}$$

$$b X_a = 0.07 \times 39284.7 = 2749.93 \text{ Kg/j}$$

$$X_{eff} = 0.03 \times 17958.6 = 538.76 \text{ Kg/j}$$

$$\text{Alors: } \Delta X = 2128.11 + 1596.08 + 4390.91 - 2749.93 - 538.76 = 4826.41 \text{ Kg/j}$$

$$\Delta X = 4826.41 \text{ kg/j}$$

➤ **Concentration des boues en excès**

$$X_m = \frac{1200}{I_m}$$

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

$$\text{D'où : } X_m = \frac{1200}{125} \Rightarrow X_m = 9.6 \text{ kg/m}^3$$

● **Le débit de boues en excès**

$$\text{Ce débit est donné par : } Q_{excès} = \frac{\Delta X}{X_m} = \frac{4826.41}{9.6} = 502.75 \text{ m}^3/\text{j} \Rightarrow Q_{excès} = 502.75 \text{ m}^3/\text{j}$$

● **Le débit spécifique par m³ de bassin**

$$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V}$$

$$\text{Donc : } q_{sp} = \frac{4826.41}{15713.88} = 0.31 \text{ Kg/m}^3/\text{j} \Rightarrow q_{sp} = 0.31 \text{ Kg/m}^3$$

● **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 = **2.5Kg/m³**

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

● **Le débit des boues recyclées**

$$Q_r = R Q_j$$

$$\text{Donc : } Q_r = 0,352 \times 17958.6 = 6321.43 \text{ m}^3/\text{j} \quad \Rightarrow \quad Q_r = 6321.43 \text{ m}^3/\text{j}$$

- **Age des boues**

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X}$$

$$A_b = \frac{X_a}{X} = \frac{392847}{4826.41} = 8.14 \text{ j} \quad \Rightarrow \quad A_b = 8.14 \text{ jours}$$

V.9. Calcul du clarificateur (décanteur secondaire)

☞ Données de base

- ✓ Le temps de séjour : $t_s = (1,5 \div 2)$ heure . On prend $t_s = 1,5 \text{ h}$.
- ✓ Le débit de pointe en temps de pluie (de la station) : $Q_{\text{ptp}} = 3780 \text{ m}^3/\text{h}$

N.B : Le dimensionnement du décanteur secondaire est identique à celui de la première variante.

Pour l'horizon 2043

Pour cet horizon, on dimensionne l'aérateur et le clarificateur avec la différence des débits des deux horizons :

- **Débit de la station**

$$Q_{\text{ptp}} = Q_{\text{ptp}(2043)} - Q_{\text{ptp}(2023)}$$

$$Q_{\text{ptp}} = 10368 - 3780 = 6588 \text{ m}^3/\text{h}$$

- **Débit moyen journalier**

$$Q_{\text{moy j}} = Q_{\text{moy j}(2043)} - Q_{\text{moy j}(2023)}$$

$$Q_{\text{moy j}} = 51791.4 - 17958.6 = 33832.8 \text{ m}^3/\text{j}$$

- La charge en MES à la sortie du déssableur-déshuileur est de : **13364.96 kg/j**
- La charge en DBO5 à la sortie du déssableur-déshuileur est de : **14801.85 kg/j**
- ✓ Pour l'aérateur on garde la même forme (carrée).
- ✓ pour le clarificateur on garde aussi la même forme (circulaire)

Les résultats de dimensionnement de l'aérateur et le décanteur secondaire pour l'horizon 2043 sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau V.13. Résultats de calcul d'aérateur et le décanteur secondaire pour les deux horizons.

Désignations	Unité	2023	2043
<u>Données de base</u>			
Débit moyen journalier $Q_{moy j}$	m^3/j	17958.6	33832.8
Débit moyen horaire $Q_{moy h}$	m^3/h	748.28	1409.7
Débit de pointe en temps de pluie Q_{ptp}	m^3/h	3780	6588
Charge polluante à l'entrée du bassin L_0	Kg/j	7856.94	14801.85
Concentration de l'effluent en DBO_5 : So	mg/l	437	437
La charge polluante à la sortie L_f	$KgDBO_5/j$	538.76	1014.98
La charge polluante éliminée Le	$KgDBO_5/j$	7318.18	13786.87
Le rendement de l'épuration η_{ep}	%	93.14	93.14
<u>Dimensionnement du bassin d'aération</u>			
Volume du bassin V	m^3	5237.96	5920.74
nombre	-	3	5
Hauteur du bassin H	m	5	5
Surface horizontale du bassin Sh	m^2	1147.59	1184.15
Le coté du bassin L	m	32.37	34.41
La masse de boues dans le bassin X_a	Kg	39284.7	74009.25
Concentration de boues dans le bassin $[X_a]$	Kg/m^3	2.5	2.5
Temps de séjours T_s - débit moyen horaire	h	21	21
- débit de pointe par temps sec	h	12.47	13.48
-débit de la station	h	4.16	4.49
<u>Besoin en oxygène</u>			
Besoins journaliers en oxygène : q_{O_2}	KgO_2/j	7533.68	14192.86
La quantité d'oxygène horaire $q_{O_2}/24$	KgO_2/h	313.9	591.4
La quantité d'oxygène nécessaire pour un m^3 du bassin q_{O_2}/m^3	KgO_2/m^3j	0.48	0.48
Besoins en pointe horaire en oxygène q_{O_2pte}	KgO_2/h	405.38	763.71

<p><u>Calcul de l'aérateur de surface à installer</u></p> <p>-Besoin réel de pointe en oxygène :</p> <p>-Calcule de puissance de l'aération nécessaire :</p> <p>-puissance de brassage :</p> <p>-Calcul de nombre d'aérateurs dans chaque bassin :</p>	<p>KgO2/h</p> <p>kW</p> <p>kW</p> <p>-</p>	<p>596.15</p> <p>270.25</p> <p>91.80</p> <p>1</p>	<p>20871.85</p> <p>509.14</p> <p>94.73</p> <p>2</p>
<p><u>Bilan de boues</u></p> <p>- la quantité des boues en excès Δx</p> <p>-Concentration de boues en excès X_m</p> <p>-Le débit de boues en excès $Q_{excès}$</p> <p>-Le débit spécifique par m^3 de bassin q_{sp}</p> <p>-Le taux de boues recyclées R</p> <p>-Le débit des boues recyclées Q_r</p> <p>-Age des boues A_b</p>	<p>Kg/j</p> <p>Kg/m³</p> <p>m³/j</p> <p>Kg/m³.j</p> <p>%</p> <p>m³/j</p> <p>j</p>	<p>4826.41</p> <p>9.6</p> <p>502.75</p> <p>0.31</p> <p>35.21</p> <p>6321.43</p> <p>8.14</p>	<p>9093.1</p> <p>9.6</p> <p>947.20</p> <p>0.31</p> <p>35.21</p> <p>10488.17</p> <p>8.14</p>
<p><u>Caractéristiques du clarificateur</u></p> <p>forme</p> <p>Nombre de bassins</p> <p>Surface horizontale</p> <p>Diamètre</p> <p>Volume</p> <p>Hauteur</p> <p>Temps de séjour pour le débit moyen horaire</p> <p>Temps de séjour pour le débit de pointe par temps sec</p>	<p>circulaire</p> <p>-</p> <p>m²</p> <p>m</p> <p>m³</p> <p>m</p> <p>j</p> <p>j</p>	<p>circulaire</p> <p>1</p> <p>1417.5</p> <p>42.49</p> <p>5670</p> <p>4</p> <p>7.58</p> <p>4.5</p>	<p>circulaire</p> <p>1</p> <p>1976.4</p> <p>50.17</p> <p>9882</p> <p>5</p> <p>7.01</p> <p>4.5</p>

V.10. Traitement tertiaire (désinfection)

Les mêmes dimensions pour le bassin de désinfection et les résultats de dimensionnement sont représentés sur le Tableau VI.11

V.11. 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.

V.11.1. Dimensionnement

❖ Epaisseur

Il reçoit les boues issues du décanteur secondaire.

➤ Boues issues du décanteur secondaire

Boues secondaires $DX_s = 4826.41 \text{ Kg/j}$ (Représente les boues en excès/j)

➤ La concentration des boues

A l'entrée de l'épaisseur les boues fraîches ont les concentrations moyennes suivantes :

- Boues secondaire : $(10 \div 30) \text{ g/l}$

➤ Le débit arrivant du décanteur secondaire (le débit total)

$$Q_t = Q_2 = DX_s / S_2 = 4826.41 / 10 = 482.64 \text{ m}^3/\text{j}$$

On prendra $S_2 = 10 \text{ g/l}$

➤ Le volume de l'épaisseur

$$V = Q_t \cdot T_s = 482.64 \times 2 = 965.28 \text{ m}^3 \quad \Rightarrow \quad V = 965.28 \text{ m}^3$$

T_s : temps de séjours = 2j.

➤ La surface horizontale

Pour une profondeur de $H = 3 \text{ m}$. On calcule :

$$Sh = V / H = 965.28 / 3 = 321.76 \text{ m}^2$$

➤ Le diamètre

Notre épaisseur a une forme circulaire de diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Sh}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 321.76}{3.14}} = 20.3 \text{ m}$$

➤ Calcul du débit des boues épaissies

La concentration des boues après épaissement par décantation est de l'ordre de 80 à 100 g/l.

on prend : $C_{be} = 85 \text{ g/l}$.

$$Q_d = DX_s / 85 = 4826.41 / 85 = 56.78 \text{ m}^3/\text{j}.$$

❖ Lits de séchage

Nous avons choisi les dimensions suivantes

$$b=8\text{m}; L=30\text{m}; H=0,4\text{m}$$

➤ Le volume de boues épandues sur chaque lit

$$V = b \times L \times H \quad \Rightarrow \quad V = 96\text{m}^3$$

La quantité des boues à extraire quotidiennement est : 4826.41g/l

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 : $V_1 = 56.78\text{m}^3/\text{j}$.

➤ Nombre de lits nécessaires à chaque épandage

$$N > V_1/V = 56.78/96 = 0.59 \text{ on prend } n=1$$

➤ Volume des boues épandues par lit et par an

Il est généralement admis que chaque lit sert 12 fois par an

$$V_2 = 12 \times V = 12 \times 96 = 1152\text{m}^3 \quad \Rightarrow \quad V_2 = 96\text{m}^3$$

➤ Volume des boues à sécher par an

$$V_{ba} = V_1 \times 365 = 56.78 \times 365 = 20724.7\text{m}^3 \quad \Rightarrow \quad V_{ba} = 96\text{m}^3$$

➤ Nombre de lits nécessaire

$$N > V_{ba}/V_2 = 20724.7/1152 = 18 \text{ lits}$$

➤ Surface nécessaire

$$S = S_0 \times N$$

Où : S_0 c'est la surface du lit de séchage : $S_0 = L \times b = 30 \times 8 = 240\text{m}^2$

$$S = 240 \times 18 = 4320 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow \quad S = 4320\text{m}^2$$

Pour l'horizon 2043

Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur et le lit de séchage pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau V.14. Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur et le lit de séchage (2023 et 2043).

Désignations	unité	2023	2043
Dimensionnement de l'épaississeur			
• Boues issues du décanteur secondaire	kg/j	4826.41	9093.1
• Le débit total	m ³ /j	482.64	909.31
• Débit des boues épaissies	m ³ /j	56.78	106.98
• Hauteur	m	5	5
• Surface horizontale	m ²	193.06	363.72
• Volume	m ³	965.28	1818.62
• Diamètre	m	15.68	21.53
Lit de séchage			
• Le volume de boues épandues sur chaque lit	m ³	96	96
• Le volume des boues à extraire / j	m ³ /j	56.78	106.98
• Volume des boues épandues par lit et par an	m ³	1152	1152
• Volume des boues à sécher par an	m ³	20724.7	39047.7
• Nombre de lits nécessaire	-	18	34
• Surface nécessaire	m ²	4320	8160

Conclusion

A travers ce chapitre nous sommes arrivés aux conclusions suivantes :

La superficie du terrain réservé pour la station d'épuration (8 ha), est suffisante pour l'implantation des différents ouvrages, le constituant y compris leurs accessoires pour les deux horizons (2023-2043).

On appliquera le dimensionnement à moyenne charge, vu la taille de l'agglomération et l'impact que pourrait avoir la station d'épuration sur l'environnement.

Chapitre VI

Calcul Hydraulique de la station d'épuration

Introduction

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

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

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

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

VI.1.Déversoir d'orage

Le déversoir d'orage est un ouvrage de contrôle permettant le rejet direct d'une partie des effluents 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 de limiter les apports au réseau aval et en particulier dans la station d'épuration en cas de pluie.

VI.1.1.Type de déversoir d'orage

Le choix du type de déversoir dépend de la topographie du milieu à savoir la pente et l'emplacement de l'exutoire mais aussi le régime d'écoulement et le niveau d'eau de l'émissaire.

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

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

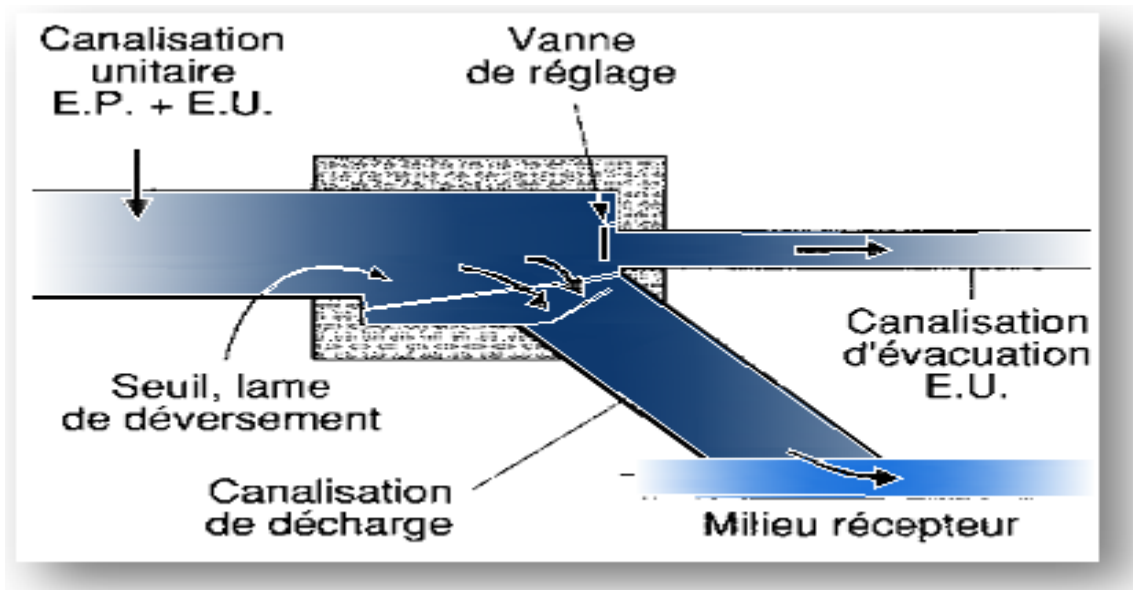


Figure VI.1 : schéma d'un déversoir d'orage type latéral.

VI.1.2. Dimensionnement du déversoir d'orage

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: $Q_{ptp} = 10368 \text{ m}^3/\text{h} = 2.88 \text{ m}^3/\text{s}$
- le débit des eaux pluviales $Q_{ep} = 2.86 \text{ l/s}$ (la source : DHW de Tizi Ouzou)
- le débit de pointe des eaux usées $Q_{ps} = 3456 \text{ m}^3/\text{h} = 0.96 \text{ m}^3/\text{s}$

Donc le collecteur principal véhiculera un débit de :

$$Q_v = Q_{ep} + Q_{ptp} \dots\dots\dots (VI-1)$$

$$Q_v = 0.96 + 2.86 = 3.82 \text{ m}^3/\text{s} \quad \Rightarrow \quad Q_v = 3.82 \text{ m}^3/\text{s}$$

VI.1.2.1.A l'amont du déversoir

On calcule le diamètre du collecteur qui véhiculera le débit d'eau total en 2043 :

$$Q_v = 3.82 \text{ m}^3/\text{s} \quad ; \quad I = 0.6\%.$$

❖ D'après l'abaque de Bazin (01 et 02)

- ✓ $D_e = 1500 \text{ mm}$ (diamètre à l'entrer du déversoir).
- ✓ $Q_{ps} = 3.94 \text{ m}^3/\text{s}$ (débit à pleine section).
- ✓ $V_{ps} = 2,23 \text{ m/s}$ (vitesse à pleine section).

Avec les paramètres hydrauliques :

- ✓ $rQ = Q_v/Q_{ps} = 3.82/3.94 = 0,97$ (rapport des débits).
- ✓ $rH = H_e/D_e = 0,78 \Rightarrow H_e = 0,78 \cdot 1500 = 1170\text{mm}$ (hauteur de remplissage).
- ✓ $rV = V/V_{ps} = 1,13 \Rightarrow V = 1,13 \cdot 2.23 = 2.52\text{ m/s}$ (rapport des vitesses).

VI.1.2.2.A l'aval du déversoir (vers la station)

- ✓ $Q_{ptp} = 2.88\text{m}^3/\text{s}$
- ✓ $Q_{ps} = 3.94\text{m}^3/\text{s}$

❖ On aura :

- ✓ $rQ = Q_{ptp} / Q_{ps} = 2.88/3.94 = 0,73$ (rapport des débits).
- ✓ D'après l'abaque de Bazin (01 et 02) on aura :
- ✓ $rH = 0.6373 \Rightarrow H_s = 0,63 \cdot 1500 = 945\text{mm}$ (hauteur de remplissage).
- ✓ $rV = V / V_{ps} = 1.09 \Rightarrow V = 1,09 \cdot 2.23 = 2.43\text{m/s}$ (rapport des vitesses).

VI.1.2.3. Le débit déversé vers le milieu exutoire (Q_d)

$$Q_d = Q_v - Q_{ptp} = 3.82 - 2.88 = 0.94\text{m}^3/\text{s} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{Q_d = 0.94\text{ m}^3/\text{s}}$$

VI.1.2.4. Dimensionnement du déversoir d'orage

- ✓ La hauteur d'entrée $H_e = 1170\text{mm}$
- ✓ La hauteur de sortie $H_s = 945\text{ mm}$
- ✓ La lame d'eau déversée est donnée par :

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

$$H_d = (1170 - 945) / 2 = 112.5\text{mm}$$

VI.1.2.5. La largeur du seuil déversant

$$Q = m \times l \times \sqrt{2g} \times h_d^{3/2} \dots\dots\dots (VI-3)$$

$$\text{Donc } L = \frac{Q_{dev}}{0,38 \times \sqrt{2g} \times h_d^{3/2}} = \frac{0.94}{0,38 \times \sqrt{19.62} \times 0.11^{3/2}} = 2.43\text{ m} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{L=2.43m}$$

Avec :

- ✓ m : coefficient de débit dépend de la forme du seuil et varie également suivant la hauteur de la lame d'eau déversée pour les crêtes minces $m = 0,4$.
- ✓ g : L'accélération de la pesanteur m^2/s .

VI.2.Relevage**VI.2.1.Dimensionnement du puisard**

Le puisard est de forme rectangulaire ;

$$V = (Q_{\text{ptp}} \times t_s) / 4 \dots\dots\dots (VI-4)$$

Avec :

- ✓ Q_{ptp} : Débit total pompé
- ✓ t_s : temps de séjour ($t_s=10$ minutes)
- ✓ La hauteur du puisard ne doit pas dépasser 5m, ($2\text{m} \leq H \leq 5\text{m}$).

VI.2.1.1.Volume

$$V = (Q_{\text{ptp}} \times t_s) / 4$$

Avec :

- ✓ $Q_p=10368\text{m}^3/\text{h}$.
- ✓ $V = (10368 \times 10) / (60 \times 4) = 432 \text{ m}^3 \quad \Rightarrow \quad V=432\text{m}^3$

VI.2.1.2.Surface

$$S = V/H \dots\dots\dots (VI-5)$$

On prend **H=4m**.

$$\text{D'où } S = \frac{432}{4} = \mathbf{108\text{m}^2}$$

VI.2.1.3.Largeur

On fixe la longueur $L=5\text{m}$ et on trouve la largeur

$$S_{\text{puisard}} = B \times L \dots\dots\dots (VI-6)$$

Avec :

- ✓ B : Largeur
- ✓ L : longueur

$$\mathbf{L=5 \text{ m} \text{ et } B=21.6\text{m}}$$

VI.2.2.La conduite de refoulement

$$H_g = h_2 - h_1 \dots\dots\dots (VI-7)$$

$$H_g = 40.3 - 33.5 = \mathbf{6.8 \text{ m}} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{H_g=6.8\text{m}}$$

- ✓ H_g : Hauteur géométrique

On a : $Q_{\text{ptp}}=10368 \text{ m}^3/\text{h}$.

D'après la formule de BONNIN :

$$D_{\text{éco}} = \sqrt[3]{Q_p} \quad (\text{m}) \dots\dots\dots (\text{VI-8})$$

$$Q_{\text{pp}} = 2.88 \text{ m}^3/\text{s} \quad \Rightarrow \quad D_{\text{éco}} = 1.7 \text{ m}$$

Donc le diamètre normalisé est : $\Rightarrow D = 1800 \text{ mm}$

La vitesse d'écoulement est :

$$V = 4 \cdot Q / \pi \cdot D^2 \quad \dots\dots\dots (\text{VI-9})$$

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

VI.2.3. Calcul de la hauteur manométrique de la pompe :

$$\text{Hmt} = \text{Hg} + \Delta H \dots\dots\dots (\text{VI-10})$$

✓ ΔH : Perte de charge

$$\text{Hg} = h_2 - h_1$$

✓ h_1 : côte du plan d'eau dans le puisard.

✓ h_2 : côte du plan d'eau de l'ouvrage d'entrée (dégrilleur fin).

$$\text{Hg} = 40.3 - 33.5 = 6.8 \text{ m}$$

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 VI.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

Pour le PEHD, on a :

✓ $K=0,001052$

✓ $m=4,774$

✓ $\beta=1,77$

L'expression de perte de charge s'écrit :

$$\Delta H = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \dots\dots\dots (VI-11)$$

Avec :

- ✓ K : coefficient de perte de charge (K=0,001051)
- ✓ Q : débit pompé qui est de 2.88 m³/s
- ✓ L : longueur de la conduite qui est de 5m
- ✓ D : diamètre de la conduite
- ✓ 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 :

$$\Delta H = 1.05 \left(\frac{0,001051 \times 5 \times 2.88^{1.77}}{1.8^{4.774}} \right) = 0,002 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \Delta H = 0,002 \text{ m}$$

$$\text{Hmt} = \text{Hg} + \Delta H \quad \Rightarrow \quad \text{Hmt} = 6.8 + 0,002 = 6.802 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \text{Hmt} = 6,802 \text{ m}$$

VI.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)**.

On a choisie trois pompes identiques et une de secours, les caractéristiques de ces pompes et les moteurs sont représentés sur la fiche technique. (Annexe 3).

VI.3.Profil hydraulique

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

Les Cotes moyennes du terrain naturel des zones d'implantation des ouvrages sont représentées sur le tableau ci –dessous :

Tableau VI.2: Cotes moyennes du terrain naturel d'implantation des différents ouvrages de la station.

Désignation des ouvrages	Cotes du terrain naturel (m)
Dégrilleur	39.50
Déssableur-déshuileur	39.30
Décanteur primaire	39.40
Bassin d'aération	39.50
Décanteur secondaire	40.00
Bassin de désinfection	40.00

VI.3.1. Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages

Nous avons choisi le PEHD, comme matériau qui présente aussi une bonne caractéristique de point de vue dureté, étanchéité et résistance à la corrosion et faible rugosité.

L'expression de perte de charge est exprimée par la formule de DARCY WEISBACH :

$$\Delta H_T = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} = C_{pA} - C_{pB} \quad \dots\dots\dots (VI-12)$$

Avec :

- ✓ K : coefficient de perte de charge
- ✓ Q : débit en m³/s ;(Q=1.05m³/s)
- ✓ L : longueur de la conduite
- ✓ D : diamètre de la conduite
- ✓ β : coefficient dépendant du régime d'écoulement
- ✓ m : coefficient dépendant du type de matériau de la conduite
- ✓ C_{pA} : Côte du plan d'eau au point A
- ✓ C_{pB} : Côte du plan d'eau au point B

VI.3.1.1. Diamètre

D'après la formule (VII-13) le diamètre est donné par cette formule :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{pA} - C_{pB})}} \quad \dots\dots\dots (VI-13)$$

VI.3.1.2. Longueurs des conduites

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

$$L_{eq} = 1,15 \times L_{réelle} \quad \dots\dots\dots (VI-14)$$

Les longueurs sont représentées sur le tableau suivant :

Tableau VI.3. Longueurs réelles et équivalentes des conduites entre les ouvrages de la STEP.

Ouvrages	L réelle (m)	Léq (m)
Dégrilleur -Déssableur-déshuileur	10.52	12.10
Déssableur-déshuileur - Décanteur I	14.9	17.14
Décanteur I - Bassin d'aération	32.09	36.90
Bassin d'aération - Décanteur II	100.09	115.10
Décanteur II - Bassin de désinfection	16.95	19.49

VI.3.1.3. Calculs des cotes piézométriques des différents ouvrages

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

$$P_1/W + V_1^2/2g + Z_1 = P_2/W + V_2^2/2g + Z_2 + H_{1-2} \dots \dots \dots (VI-15)$$

Avec:

- ✓ P_1/W et P_2/W : énergies de pression dans les sections (1) et (2).
- ✓ $V_1/2g$ et $V_2/2g$: énergies cinétiques en (1) et (2).
- ✓ Z_2 et Z_1 : cotes des points (1) et (2).
- ✓ H_{1-2} : pertes de charges dans le tronçon (1-2).

La variation de vitesse est très faible, donc les énergies cinétiques peuvent être éliminées 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 : $H_1 + Z_1 = H_2 + Z_2 + H_{1-2}$

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

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

$Cp_1' = Cp_2 + H_{1-2} \dots \dots \dots (VI-16)$

VI.3.1.4. Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages et les cotes piézométriques

VI.3.1.4.1 Conduite dégrilleur -désableur (A-B)

On a :

- ✓ Côte du radier du dégrilleur(A) : 39m ;
- ✓ Hauteur d'eau : 1.3m
- ✓ D'où : $C_{pA}=40.3m$
- ✓ Côte du radier du désableur-déshuileur(B) :37.5m ;
- ✓ Hauteur d'eau : 2m
- ✓ D'où : $C_{pB}:39.5m$
- ✓ $L=12.10m$

❖ Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 12.10 * (1.05)^{1.77}}{(40.3 - 39.5)}} = 0.43m$$

$$D_c = 430mm$$

⇒

$$D_n = 500mm$$

❖ Cote piézométrique

$$D'où \text{ on aura : } C_{pB}' = C_{pA}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow C_{pB}' = 39.92m$$

VI.3.1.4.2 Conduite désableur - bassin de décantation (A-B)

Avec :

- $C_{pA}' = 39.92m$
- Côte du radier du bassin de décantation (B) : 36m ;
- Hauteur d'eau : 2.75 m
- D'où : $C_{pB}: 38.75m$
- $L=17.14m$

❖ Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 17.14 * (1.05)^{1.77}}{(39.92 - 38.75)}} = 0.42m$$

$$D_c=420\text{mm} \quad \Rightarrow \quad D_n=500\text{mm}$$

❖ Cote piézométrique

$$D'ou\ on\ aura : C_{p_B}' = C_{p_A}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \quad \Rightarrow \quad C_{p_B}' = 39.48\text{m}$$

VI.3.1.4.3 Conduite bassin décantation –bassin d'aération (A-B)

On 'a :

- $C_{p_A}' = 39.48\text{m}$
- Côte du radier d'aérateur (B) : 34.50m ; Hauteur d'eau : 4m
- D'ou : $C_{p_B} : 38.5\text{m}$ $L = 36.90\text{m}$

❖ Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{p_A}' - C_{p_B}')}} \Rightarrow \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 36.90 * (1.05)^{1.77}}{(39.48 - 38.5)}} = 0.52\text{m}$$

$$D_c=520\text{mm} \quad \Rightarrow \quad D_n=600\text{mm}$$

❖ Cote piézométrique

$$D'ou\ on\ aura : C_{p_B}' = C_{p_A}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow C_{p_B}' = 39\text{m}$$

VI.3.1.4.4 Conduite bassin d'aération –décanteur secondaire (A-B)

- $C_{p_A}' = 39\text{m}$
- Côte du radier du bassin de clarification(B) : 33m ;
- Hauteur d'eau : 5 m
- D'ou : $C_{p_B} : 38\text{m}$
- $L = 115.10\text{m}$

❖ Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{p_A}' - C_{p_B}')}} \Rightarrow \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 115.10 * (1.05)^{1.77}}{(39 - 38)}} = 0.65\text{m}$$

Dc=650mm

⇒

Dn=800mm

❖ Cote piézométrique

$$D'ou\ on\ aura : C_{pB}' = C_{pB} - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow C_{pB}' = 38.62m$$

VI.3.1.4.5 Conduite clarificateur -bassin de désinfection (A-B)

- $C_{pA}' = 38.62m$
- Côte du radier du bassin de désinfection(B) : 31.5m ;
- Hauteur d'eau : 3 m
- D'ou : $C_{pB} : 34.5m$
- $L = 19.49m$

❖ Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{pA}' - C_{pB})}} \Rightarrow \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 19.49 * (1.05)^{1.77}}{(38.62 - 34.5)}} = 0.335m$$

Dc=335mm ⇒ Dn=400mm

❖ Cote piézométrique

$$D'ou\ on\ aura : C_{pB}' = C_{pA}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow C_{pB}' = 36.85m$$

Les résultats obtenus sont résumés sur le tableau ci- dessous

Tableau VI.4 : récapitulatif des différentes cotes des ouvrages de la STEP.

Désignations	Cote du terrain (m)	Cote du radier supposée (m)	Cote du radier final (m)	Plan d'eau (m)	Cote piézométrique (m)
-Dégrilleur	39.50	39.00	39.00	1.30	40.30
-Dessableur-déshuileur	39.30	37.50	37.92	2.00	39.92
-décanteur primaire	39.40	36.00	36.73	2.75	39.48
-bassin d'aération	39.50	34.50	35.00	4.00	39.00
-décanteur secondaire	40.00	33.00	33.62	5.00	38.62
-bassin de désinfection	40.00	31.50	33.85	3.00	36.85

Chapitre VII

Gestion et exploitation de la station d'épuration

Introduction

Afin d'obtenir un bon fonctionnement de la station d'épuration et d'assurer la pérennité des équipements et leur performances épuratoires, une bonne gestion et un entretien quotidien s'impose. Ce chapitre aura pour objectif d'apporter les différentes mesures préventives permettant une exploitation optimale de la station et ainsi pouvoir répondre aux exigences en matière de normes de rejet dans le milieu récepteur pour la sauvegarde de l'environnement.

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.

VII.2. Les paramètres à mesurer et à contrôler dans la station

Un certain nombre de mesures et de contrôles entrant dans le cadre de l'exploitation et la gestion de la station doivent être effectués, dont les principaux sont :

- ✓ Mesure du débit
 - ✓ Mesure du pH et de la température,
 - ✓ Mesure de la demande chimique en oxygène (DCO)
 - ✓ Mesure de la demande biologique en oxygène (DBO₅)
 - ✓ Mesure de la quantité d'oxygène dissous
 - ✓ Mesure de la quantité de la quantité des sels nutritifs (azote et phosphore)
 - ✓ Recherche des substances toxiques
 - ✓ Temps de marche journalier des principales machines tournantes (pompes, aérateurs).
 - ✓ 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.
- 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.

VII.3. Contrôle de fonctionnement

- ✓ la propreté et le nettoyage 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 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. Contrôle journalier

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

Remarque

Chaque contrôle journalier, doit toujours être fait à la même heure pour être représentatif.

VII.3.2. Contrôles périodiques

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.

- ✓ Faire le tour de l'ouvrage pour déceler toutes anomalies (odeur, couleur, débit, départ de boues)
- ✓ Vérifier le déversoir d'orage.
- ✓ Vider le panier de dégrillage du poste de relèvement.
- ✓ Nettoyer les prétraitements et évacuer les déchets.
- ✓ Nettoyer les parois des bassins.
- ✓ Nettoyer le canal de comptage.
- ✓ Contrôle du fonctionnement des moteurs, des voyants et compteurs de l'armoire électrique.

VII.4. Entretien des ouvrages

VII.4.1. Les prétraitements

Les ouvrages constituant le prétraitement jouent un rôle primordial dans le bon fonctionnement des ouvrages qui les succèdent, en effet ils permettent d'améliorer le rendement épuratoire global.

VII.4.1.1. 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 journalier.
- ✓ vérifier le niveau d'huile et de graisse des chaînes d'entraînement.
- ✓ vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement électromécanique de l'installation.

VII.4.1.2. Désableur-déshuileur

- ✓ Maintenir quotidiennement le poste en état de propreté.
- ✓ vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement de l'installation.
- ✓ vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement du pont roulant.
- ✓ faire fonctionner 24/24h le pont roulant et l'insufflation d'air.

VII.4.2. Le traitement primaire

- ✓ Une extraction régulière des boues est nécessaire afin de maintenir un faible volume de boue en fond du décanteur. Le maintien d'une concentration en boue inférieure à 15 g.l⁻¹ permet de limiter le temps de séjour de la boue.
- ✓ Le décanteur primaire ayant souvent vocation à être une étape de finition des prétraitements, les flottants devront être évacués régulièrement vers la filière boue et non retournés en tête de station.
- ✓ En cas de sous-charge de l'installation et dans la mesure du possible, il est fortement souhaitable de by-passer cet ouvrage. Dans ce cas, il est important de veiller au bon fonctionnement des étapes du prétraitement et de maîtriser l'aération dans le bassin d'aération.

VII.4.3. Bassin d'aération

- ✓ contrôler et intervenir pour tous les équipements d'aération.
- ✓ 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 DBO₅ entrante, et la concentration des boues dans le bassin.

VII.4.4. Clarification

Un clarificateur doit être en mesure d'assurer simultanément trois fonctions complémentaires :

- ✓ retenir un maximum de particules en suspension (clarification) ;
- ✓ concentrer les boues avant leur réintroduction dans le bassin d'aération pour minimiser le dimensionnement des pompes (recirculation et extraction) ;
- ✓ stocker provisoirement des boues en cas de surcharge hydraulique temporaire (protection hydraulique).
- ✓ Maintenir le clarificateur en état de propreté.
- ✓ Vérifier tous les six mois le bon fonctionnement des dispositifs de pompes des écumes.
- ✓ Analyser contractuellement l'eau après clarification (DBO, DCO, MES).
- ✓ Vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôle et entretien des structures immergées.

VII.4.5. 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.4.6. Epaisseur

- ✓ 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 2m.
- ✓ Contrôler et noter chaque jour le pH des eaux surverse et des boues épaissies.
- ✓ Relever les volumes des boues soutirées des épaisseur.
- ✓ Vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôler les structures immergées.

VII.4.7. Lits de séchage

- ✓ Préalablement à l'épandage des boues liquides, le lit de sable devra être soigneusement désherbé et ratissé afin de détasser la masse filtrante et la régulariser.
- ✓ Les quantités de boues à admettre sur les lits de séchage ne devront pas dépasser une épaisseur de 40cm.
- ✓ 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 séchages (les lits seront refais complètement, 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.

VII.5. Hygiène et sécurité dans le travail

Parmi les aspects techniques du traitement des eaux, ceux qui ont trait à l'hygiène et la sécurité du personnel revêtent une importance de premier plan.

Le préposé à l'exploitation d'une station de traitement a la responsabilité d'assurer à son personnel un milieu de travail sur et salubre. Parmi les moyens à caractère général qu'il doit prendre, il convient de signaler les suivants :

- ✓ conserver un dossier précis et complet sur chaque accident de travail,
- ✓ assurer la disponibilité et le bon ordre de tous les dispositifs de protection jugés 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,
- ✓ mettre au point en ce qui concerne l'exploitation et l'entretien des modes opératoires tenant compte de la sécurité, promulguer des règles à suivre et veiller à leur respect,
- ✓ encourager le personnel à suivre des cours de secourisme,
- ✓ veiller à l'entretien ménager et bon ordre.

Conclusion

Gérer et exploiter une STEP reposent essentiellement sur deux critères que l'exploitant doit impérativement respecter et appliquer rigoureusement :

- ✓ l'entretien permanent de l'ensemble des ouvrages de la STEP permettant ainsi d'exploiter la station dans de très bonnes conditions, conserver ses performances et augmenter sa durée de vie.
- ✓ l'hygiène et la sécurité dans le travail est un paramètre important car il y va de la santé et même de la vie de l'ensemble du personnel de la station.

Conclusion générale

En protégeant les ressources en eau douce nous préservons aussi notre santé. Ce projet en question s'inscrit dans le contexte relevé ci-dessus, il vise à concevoir une station d'épuration à boues activées dans la région d'Oued Falli et ceux compte tenu des résultats d'analyses obtenus, qui révèlent que les eaux usées de la région présentent un faible rapport de DCO/DBO₅ qui est égale à 2.29.

Au cours de notre travail, deux variantes ont été étudiées à savoir :

- ✓ A faible charge, car les charges polluantes enregistrées sont relativement faibles, vu le manque d'activités industrielles.
- ✓ A moyenne charge, vu la taille de l'agglomération qui est de 323697 eq/hab.

Le choix de la variante dépend de la taille de l'agglomération étudiée, de l'impact sur l'environnement et des coûts d'investissements.

Vu la taille de notre agglomération et l'impact qu'aura une telle implantation sur l'environnement et aussi dans le but de réduire au maximum les coûts d'investissements nous avons opté pour la variante à moyenne charge.

Il est important de préciser que la pérennité et le bon fonctionnement de la station dépend essentiellement de l'entretien et de la bonne gestion de celle-ci.

Nous espérons que cette étude permettra de résoudre le problème de pollution dans la région et qu'elle participera à préserver notre environnement, et aussi nous recommandant la valorisation des boues et la réutilisation des eaux épurées à des fins agricoles.

Références bibliographiques.

- [1] **ABDELKADER, G**; Epuration biologique des eaux usées urbaines, tome 1 et 2, OPU, Alger, 1984.23p.
- [2] **ABIDI, S, N** ; thèse : conception de la station d'épuration de la ville de ELBAYADH, ENSH, 2007-2008.
- [3] **AKROUR, Z, AOUIDAD, S**; Etude des paramètres et des procédés d'un système d'épuration en vue de la réalisation d'une STEP cas de sous – bassin versant MECHTRAS.MFE, Université de Tizi-Ouzou, **2005-2006**.
- [4] **BECHAC, P, PIERRE, BOUTIN, B, MERCIER, P, NUER.**; Traitement des eaux usées. Paris. Edition EYROLLES, 1987. 633p.
- [5] **BOURABAH**; Conception de la station d'épuration de la ville de KHEMIS MILIANA, MFE, ENSH, Blida, 2007-2008.56p.
- [6] **CARLIER, M** ; Hydraulique générale et appliquée. Edition EYROLLS, 1986. 534p.
- [7] **Claude, C**; Techniques appliquées au traitement de l'eau, Edition Ellipses, 1999.245p.
- [8] **DEGREMONT** ; Mémento technique de l'eau. Edition Paris, 2005.785p
- [9] **ETIENNE, P** ; Dimensionnement d'une station d'épuration capacité nominale 130000 EH BEZIER, INSA, TOULOUSE, France, 2006.112p.
- [10] **HADJRABAH, M** ; Mémoire de fin d'étude : Contribution à l'étude de traitabilité de la station d'épuration de Réghaia, 2005.
- [11] **HOULI, S** ; Mémoire de fin d'étude : étude des performances épuratoires de la station d'épuration de Béni Merad W Blida, 1990.
- [12] **JEAN, P** ; Performances des systèmes de traitement biologique aérobie des graisses, documentation technique FNDAE N°24
- [13] **JEAN, R** ; L'analyse de l'eau, eaux naturelles, l'eau résiduaires, eau de mer, DUNO, 8^{ème} édition, Paris, 1996.
- [14] **MARC, S, BECHIR, S** ; Guide technique de l'assainissement, 3^{ème} édition, Paris, 1999, 726p.

[15] **MEZHOUD, A** ; Mémoire de fin d'étude : conception d'une station d'épuration pour la ville de haizer (w.Bouira) ENSH, 2008-2009.

[16] **MOHAND-SAÏD, O** ; Cours de procédés unitaires biologiques et traitement des eaux, 2^{ème} édition, office des publications universitaires, Alger, 2008, 107 p.

[17] **Office international de l'eau; 2005**, conception / dimensionnement : caractérisation des eaux usées, 2005.

[18] **Office international de l'eau**; conception / dimensionnement : Les prétraitements, 2005.

[19] **Office international de l'eau**; conception / dimensionnement : Le traitement par boues activées, 2005.

[20] **Office international de l'eau**; conception / dimensionnement : l'aération, 2005.

[21] **OLIVIER, A, et All**; Filières d'épuration adaptées aux petites collectivités, FNDAE n°22 Document technique.

[22] **PHILIPPE, D** ; les systèmes de traitement de boues des stations d'épuration des petites collectivités ; documentation technique FNDAE N°9.

[23] **Rodolphe, S, et All** ; Procédé d'oxygénation et de brassage pour le traitement biologique des eaux usées, 2008.

[24] **ROGER, P** ; guide technique sur le foisonnement des boues activées, 2008.

ANNEXE

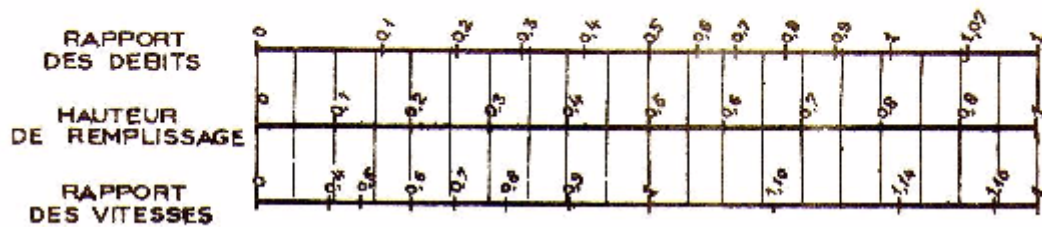
ANNEXE 1

ANNEXE 1

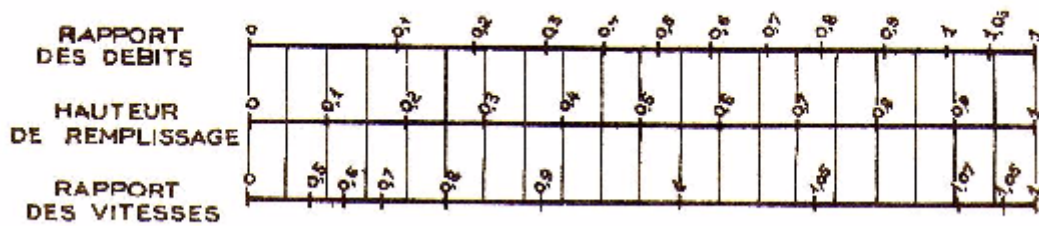
ANNEXE X

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

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



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

Created with

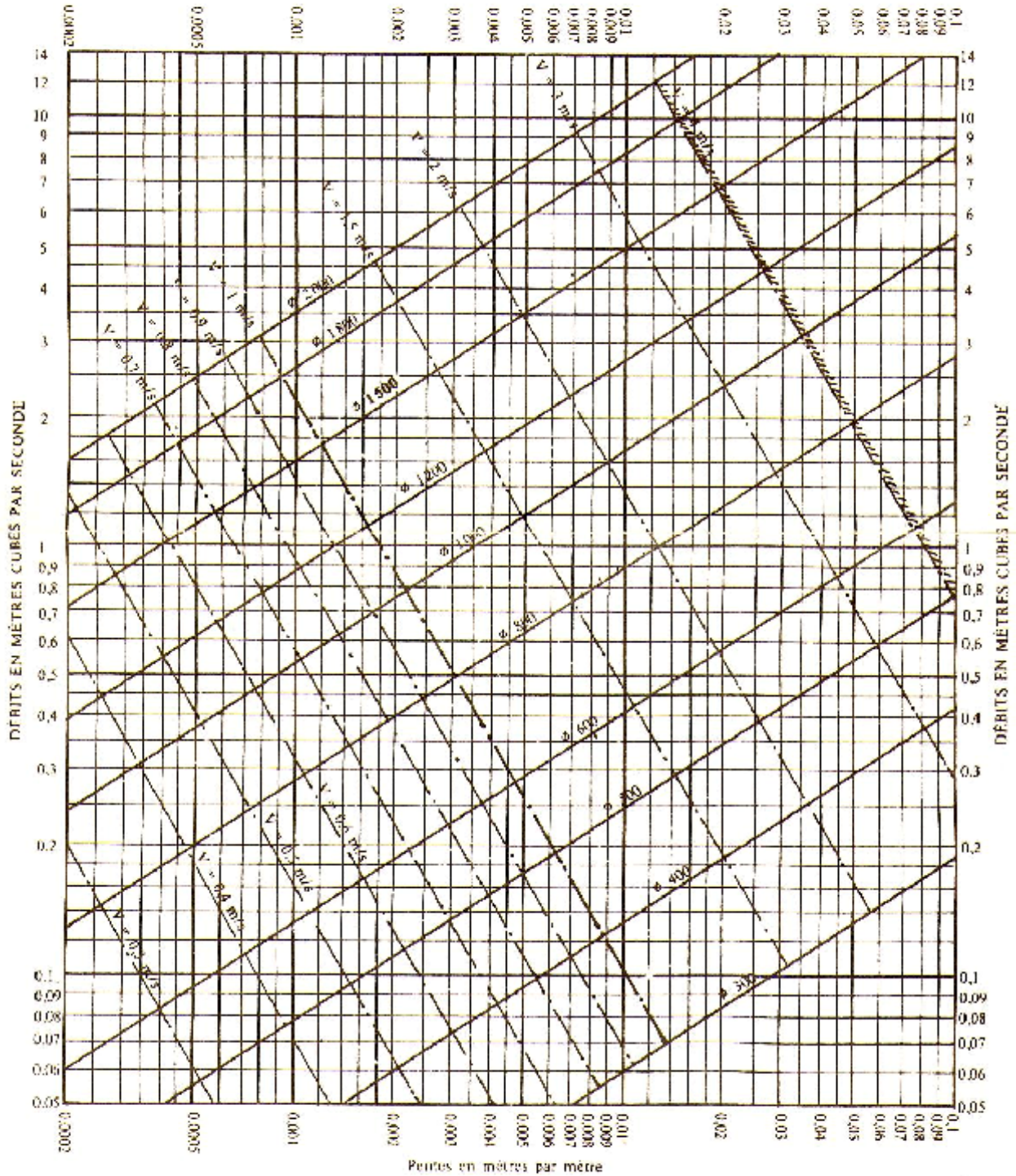
 **nitro**^{PDF} professional

download the free trial online at nitropdf.com/professional

ANNEXE 2

ANNEXE 2

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTEME UNITAIRE OU SEPARATIF (Canalisations circulaires – Formule de Bazin)



ANNEXE 3

Feuille de données

Type de pompes Sewatec K 500-630 / G 3E-N

Caractéristiques techniques

Débit	3520	m ³ /h	Fluide	
Hauteur mano.	7,05	m	Densité	0,99819 kg/dm ³
Vitesse de fonctionnement	738	1/min	Viscosité	1,0004 mm ² /s
Puissance absorbée	96,2	kW	Température	20 °C
Rendement	70	%		
NPSH requis de la pompe	7,35	m		
Hauteur manométrique H(Q=0)	19,2	m		
Plage d'utilisation	Hauteur mano.		Débit	
	De	17,6 m	1020	m ³ /h
	A	6,06 m	3660	m ³ /h

Type de construction

Constructeur	KSB	Type de roue	Roues multicanales	
Type de construction	Volute casing pump for dry installation		Fermé	
Gamme	Sewatec K	Diamètre de roue	568	mm
Taille	500-630		Maxi.	582 mm
Nombre d'étages	1		Min.	520 mm
Numéro de courbe	K42764/0	Passage libre	133	mm
		Ouverture de nettoyage	200	
Support de palier	S07	Pression maxi. de fonctionnement	6	bar
Paliers	Paliers à roulement	Pression d'essai hydrostatique; corps de pompe	9	bar
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 : pompe, tubulure de refoulement : pompe

Matériaux

Carter de pompe	Fonte grise EN-JL1040
Couvercle de pression	Fonte grise EN-JL1040
Arbre	Acier inoxydable EN-1.4021+QT800
Roue	Fonte grise EN-JL1040
Support de palier	Fonte grise EN-JL1040
Douille protection arbre	
Bague à fente	Fonte grise EN-JL1030
Bague à bille	--
Anneaux toriques	Caoutchouc nitrile
Vis, écrous	Acier d'amélioration EN-1.1181+N

Feuille de données

Type de pompes

Sewatec K 500-630 / G 3E-N

Garniture d'arbre

Type
Arrangement:
Seal on medium side
Garniture mécanique côté pompe
Garniture mécanique côté palier

Double garniture mécanique d'étanchéité
Tandem
with elastomer bellows
Carbure de silicium /carbure de silicium
Carbone / carbure de silicium

Enduit

Préparation
Procédure par projection
Apprêt
Epaisseur de la couche sèche
Couche de finition
Teneur en matières solides
Epaisseur de la couche sèche
Coloris

Sa 2 1/2 to ISO 8501-1 / ISO 12 944-4 DIN 55928, Part 4
Grenaillage
Phosphate ou poussière de zinc
> 35 micromètres
Résine d'époxy deux composants
> 82 %
> 100 micromètres
Bleu ultra marine (RAL 5002 selon DIN 6174)

Installation

INSTALLATION

Type d'installation:

Installation horizontale à sec avec
Moteur directement couplé dans
Forme B3 et accouplement élastique
DN 500

Section nominale tubulures de pression:

Brides selon:

EN 1092-2, PN 10

Pièces:

Plaque de fondation, accouplement élastique,
Protection du couplage,
Réglage hauteur du moteur,
Éléments de fixation

PIECE INTERMEDIAIRE DE BRIDE

Section nominale:

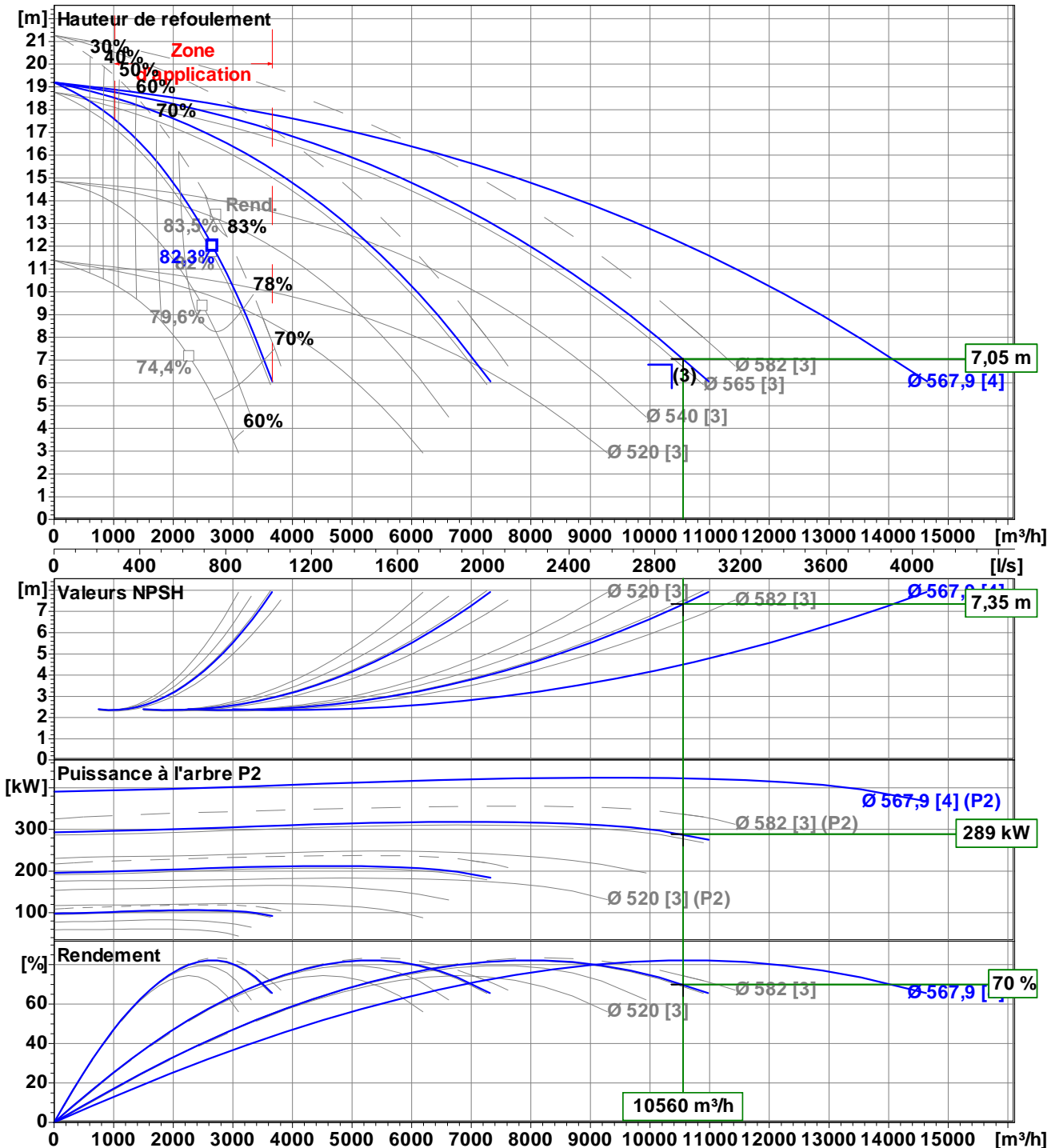
Bride selon:

Ouverture de nettoyage, au moins:

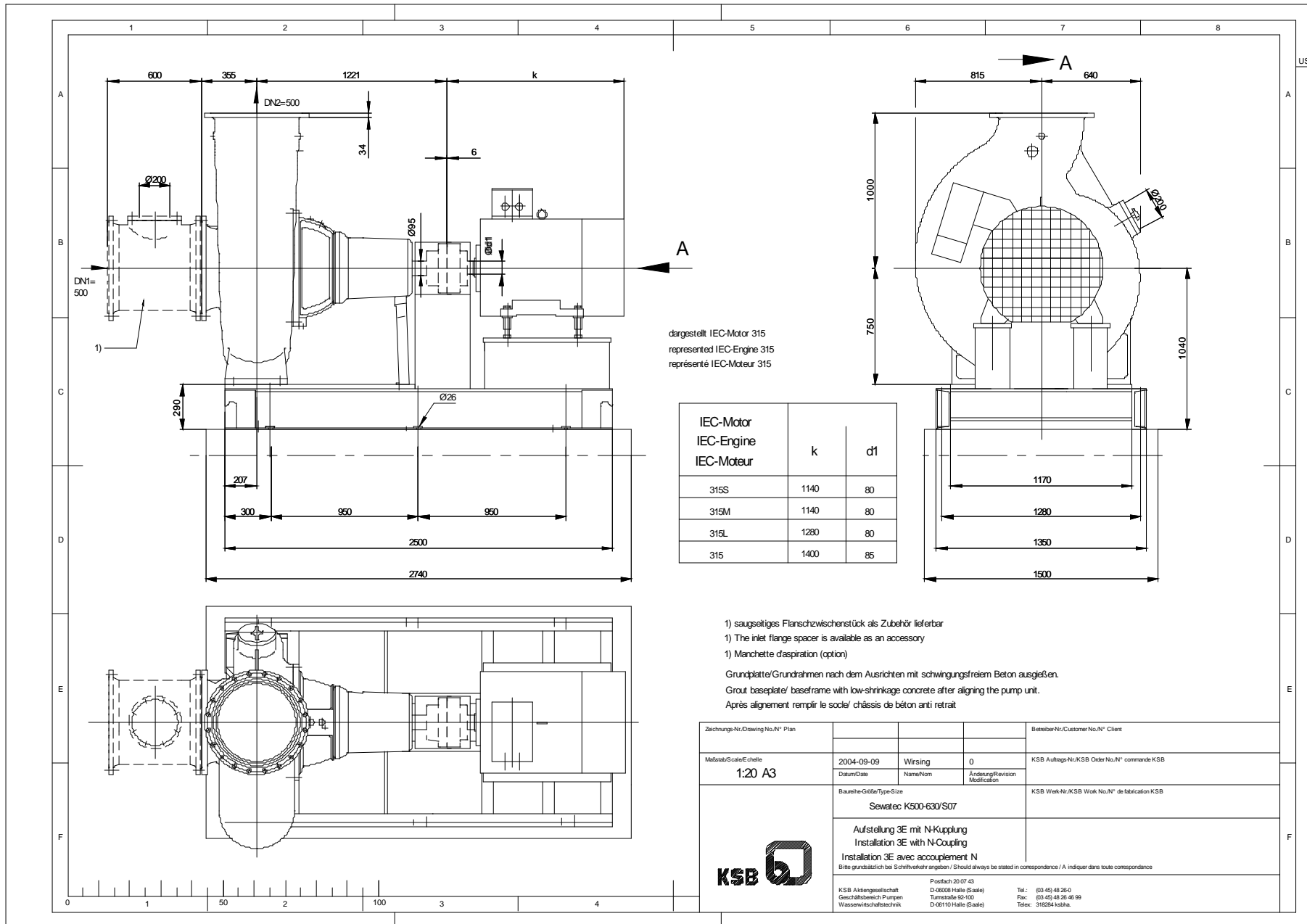
Matériaux:

Courbe de performance

Type de pompes **Sewatec K 500-630 / G 3E-N**



Type de roue	Roues multicanales	Fermé	Numéro de courbe	642764/0	
Passage libre	133 mm	Densité	1,00 kg/dm ³	Fréquence	50 Hz
Diam. de roue	568 mm	Viscosité	1E0 mm ² /s	Vitesse	738 1/min



Fiche technique - Données moteur

Type de moteur 315 L 8 - 110

Données moteur

Constructeur moteur	Sélection KSB	Puissance nominale P2	110	kW
Type de moteur	315 L 8 - 110	Tension nominale	400	V
Taille moteur	315 L	Fréquence du réseau	50	Hz
Indice de protection	IP 55	Nombre de pôles	8	
Protection antidéflagrante	--	Vitesse nominale	738	1/min
Exécution standard	--	Intensité nominale	205	A
Classe de température	F	Puissance absorbée P1	117	kW
Nr. démarrages/heure	10	Rendement	94	%
Température ambiante	< / = 40 °C (104 °F)	Facteur de puissance	0,83	
		Mode de démarrage	Inconnu	
		Intensité de démarrage	1250	A
		Couple au démarrage		6,1

Type de pompes Sewatec K 500-630 / G 3E-N