

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option : Conception des Systèmes d'assainissement

THEME DU PROJET :

**Dimensionnement de la station d'épuration de la ville de
Tébessa W.Tébessa**

PRESENTE PAR :

BOUDAOUY YEHYA

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr.Y.DERNOUNI	M.A.A	Président
M ^{me} .M.KAHLERRAS	M.A.A	Membre
M ^{me} .H.SAIDI	Ing/Doctorante	Membre
M ^{me} .C.SALHI	M.A.B	Membre
M ^r .M.OUCIF	Ingenieur	Encadreur

Session - 2015

Dédicace

A chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pause pour regarder en arrière et se rappeler toutes ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais. Ces personnes qui nous ont aidés sans le leur dire, soutenus sans réserve, aimé sans compter, ces personnes à qui notre bonheur devient directement le leur, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur.

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect.

- *A mes parents*
- *A mes frères et mes sœurs*
- *A toute ma famille*
- *A tous mes enseignants et amis sans exception*

Boudaoud Yehya

Remerciement

Je remercie mon Dieu qui m'a donné la force et la sagesse pour achever ce modeste travail.

J'adresse tous mes respects et mes remerciements à ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour l'élaboration de cette étude et particulièrement à

- *Mon promoteur M^{onsieur} OUCIF.M pour ses orientations et son soutien.*
- *A tous les enseignants de l'E N S H qui ont contribué à ma formation.*
- *Aux membres de jury qui ont bien voulu examiner mon travail et de l'apprécier à sa juste valeur.*

Merci à tous

Boudaoud Yehya

ملخص

عملنا الحالي يتضمن إقامة محطة تطهير المياه التي ستتجز على مستوى القطب الحضري الجديد لبلدية تبسة ولاية تبسة بهدف تجنب تلوث مجاري المياه الجوفية المجاورة وحماية الصحة العامة وإمكانية استعمال المياه المطهرة في الفلاحة. مذكرتنا هذه تتضمن دراسة مفصلة لتجسيد المحطة بقدرة استيعاب متوسطة وقدرة استيعاب متوسطة وقدرة استيعاب ضئيلة على مرحلتين :

-المرحلة الأولى : معالجة المياه المستعملة في أفق 2030 ذات قدرة معالجة 295810 نسمة.

المرحلة الثانية : توسيع المحطة لضمان رفع قدرة المياه المستعملة إلى 396785 نسمة في أفق 2045 .

Résumé

Notre présent travail consiste à dimensionner une station d'épuration pour la commune de Tébessa (Wilaya de Tébessa) 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, nous avons 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 295810 équivalent habitant à l'horizon 2030.

La deuxième phase (extension) correspond à une augmentation de la capacité initiale de la station pour atteindre 396785 équivalent habitant à l'horizon 2045.

Abstract

Our present work consists in carrying out a purification plant for the city of Tébessa (Wilaya of Tébessa) to avoid the pollution of the rivers and the neighboring ground water, and also protecting the public health and even being able to use this purified waste water in agriculture. In this context, we designed 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 treating the pollution of 295810 inhabitants in the horizon of 2030.

The second phase consists of extension workshops for these latter correspond to an increase of the initial capacity of the station with 396785 inhabitants in the horizon of 2045.

SOMMAIRE

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

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDES

Introduction	2
I.1. Situation géographique	2
I.2. Situation géologique	4
I.3. Situation hydrographique.....	4
I.4. Caractéristiques climatiques	4
I.4.1. Température	5
I.4.2. Vent.....	5
I.4.3. Humidité relative	6
I.4.4. Ensoleillement.....	6
I.4.5. Gelée	6
I.4.6. Neige.....	7
I.4.7. Sirocco	7
I.4.8. Grêle.....	7
I.4.9. Orage.....	7
I.4.10. Evaporation	7
I.5. Pluviométrie	8
I.5.1. Données pluviométriques.....	8
I.6. Situation démographique	9
I.7. Analyse des eaux usées	10
Conclusion.....	10

CHAPITRE II : ORIGINES ET NATURES DES EAUX USEES

Introduction	11
II.1. Origines des eaux usées	11
II.1.1. Les eaux usées domestiques.....	11
II.1.2. Les eaux usées industrielles.....	11
II.1.3. Les eaux de ruissellement.....	12
II.1.4. Les eaux usées agricoles.....	12
II.1.5. Les eaux du service public.....	12
II.1.6. Les eaux résiduaires artisanales.....	12

II.2.Nature de la pollution	12
II.2.1.Pollution organique.....	12
II.2.2.Pollution minérale.....	12
II.2.3.Pollution toxique : les Micropolluants.....	13
II.2.4.Pollution microbiologique [1].....	13
II.3.1.Les paramètres physiques	15
II.3.1.1.Température.....	15
II.3.1.2. Couleur et odeur	15
II.3.1.3.Les matières en suspension.....	15
II.3.1.4. Matières volatiles en suspension (MVS)	15
II.3.1.5. Matières minérales en suspension (MMS)	16
II.3.1.6.Matières décantables et non décantables	16
II.3.1.7.La turbidité	16
II.3.2.Les paramètres chimiques.....	16
II.3.2.2.oxygène dissous.....	16
II.3.2.3. Demande biochimique en oxygène (DBO5).....	16
II.3.2.4. Demande chimique en oxygène (DCO).....	17
II.3.2.5. Coefficient de biodégradabilité (DCO/DBO5)	17
II.3.2.6. Les nutriments	18
II.3.2.7.Matières oxydables (MO).....	18
II.3.2.8.La conductivité	18
II.3.3.Les paramètres biologiques	19
II.4.Estimation des rejets d'eaux usées.....	19
II.4.1.L'équivalent habitant.....	19
II.4.2.Charges polluantes.....	19
II.5.Les normes de rejet.....	20
Conclusion.....	20

CHAPITRE III : LES PROCEDES D'EPURATION

Introduction	21
III.1. prétraitements	21
III.1.1. dégrillage.....	22
III.1.2.dessablage.....	22

III.1.3.dégraissage-déshuilage.....	23
III.2.Les traitements primaires	24
III.2.1.Traitement physico-chimiques des eaux	25
III.2.1.1.La coagulation	25
III.2.1.2.La floculation	25
III.2.1.3. Neutralisation	26
III.2.1.4. La décantation	26
III.2.1.5. La filtration.....	27
III.3. Les traitements secondaires (traitements biologiques)	27
III.3.1.Les procédés biologiques intensifs.....	28
III.3.2.Les procédés biologiques extensifs (naturels).....	31
III.3.2.1.Cultures fixées.....	32
III.3.2.2. Cultures libres	33
III.4. traitements tertiaires ou complémentaires	36
Conclusion.....	36

CHAPITRE IV : PROCEDE D'EPURATION PAR BOUES ACTIVEES

Introduction	37
IV.1.Composants d'une unité biologique.....	37
IV.2.L'aérateur biologique.....	38
IV.2.1.Clasement des procédés par boues activées	39
IV.2.2.Besoins en oxygène.....	41
IV.2.3.Besoins en nutriments	41
IV.2.4.L'indice de Mohlman	41
IV.2.5.Effet de la température	41
IV.2.6.Effet du pH.....	42
IV.2.7.Effet de quelques toxiques	42
IV.2.8.Choix du procédé d'épuration.....	42
IV.2.8.1.Procédé à forte charge.....	42
IV.2.8.2.Procédé à moyenne charge.....	42

IV.2.8.3.Procédé à faible charge	42
IV.2.9. Evolution de la matière organique en présence d'une masse bactérienne	43
IV.3.Le Traitement Secondaire (Clarificateur).....	45
IV.4. Traitement Tertiaire (Désinfection).....	45
Conclusion.....	46

CHAPITRES V : TRAITEMENT DES BOUES

Introduction	47
V.1.Origine et composition des boues d'épuration.....	47
V.1.1.Les boues primaires.....	47
V.1.2.Boues secondaires	48
V.1.3.Les boues mixtes	48
V.1.4.Boues d'aération prolongée	49
V.2.Caractéristiques des boues.....	49
V.3. Filières de traitement de boues	49
V.3.1.Épaississement des boues	50
V.3.1.1.Epaississement gravitaire	50
V.3.1.2. Epaississement dynamique	50
V.3.2.Stabilisation des boues	51
V.3.2.1.Stabilisation aérobie	51
V.3.2.2.Stabilisation anaérobie.....	51
V.3.2.3.Stabilisation chimique	52
V.3.2.4.Stabilisation thermique	52
V.3.3.Déshydratation des boues	52
V.3.3.1.Lits de séchage naturels.....	52
V.3.3.2.Lits de séchage à plantations macrophytes.....	52
V.3.3.3.Déshydratation mécanique	53
V.3.4.Stockage	54
V.3.5.Les traitements d'hygiénisation.....	54
V.4.Destination finale des boues.....	54
V.4.1.Valorisation agricole	54
V.4.2.Incinération.....	55
V.4.3.La mise en décharge contrôlée	55

Conclusion.....	55
-----------------	----

CHAPITRE VI : DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'EPURATION

Introduction	56
VI. Calculs de base pour le dimensionnement	56
VI.1.1.Estimation des débits	56
VI.1.2.Evaluation des rejets	57
VI.1.3. Evaluation des charges polluantes	58
VI.1.3.1.L'équivalent -habitant	59
VI.1.3.2.La charge moyenne journalière en DBO ₅	60
VI.1.3.3.La charge en MES	60
VI.2. Dimensionnement des ouvrages de la station d'épuration	61
VI.2.1.Prétraitements.....	61
VI.2.1.1.Dégrillage.....	61
VI.2.1.2.Dessablage- Déshuilage	65
VI.2.2.Le traitement primaire (décantation primaire).....	68
VI.2.2.1.Dimensionnement du décanteur primaire	68
VI.2.3. Traitement biologique	71
Etude de la variante à moyenne charge	
VI.2.3.1.Dimensionnement du bassin d'aération	71
VI.2.3.2.Concentration de l'effluent en DBO ₅	72
VI.2.3.4.La charge polluante éliminée L_c	73
VI.2.3.5.Le rendement de l'épuration	73
VI.2.3.6.Besoins théoriques en oxygène	73
VI.2.3.7.Besoin réel en pointe en oxygène.....	74
VI.2.3.8.Calcul des caractéristiques de l'aérateur	74
VI.2.3.9.Bilan des boues	75
VI.2.3.10. Calcul du clarificateur (décanteur secondaire)	77
VI.2.4. Traitement tertiaire (désinfection).....	80
VI.2.4.1.Dose du chlore à injecter.....	80
VI.2.4.2.La dose journalière en chlore	80
VI.2.4.3.Calcul de la quantité de l'eau javel	80
VI.2.4.4.La quantité d'hypochlorite de sodium nécessaire	81
VI.2.4.5.La quantité annuelle d'hypochlorite de sodium	81
VI.2.4.6.Dimensionnement du bassin de désinfection	81

VI.2.5.Traitement des boues	82
VI.2.5.1.Epaississement	83
VI.2.5.2.Stabilisation.....	83
VI.2.5.3.Déshydratation	83
Etude de la variante à faible charge	
VI.3.Dimensionnement du bassin d'aération	89
VI.3.1.le volume du bassin.....	89
VI.3.2.La hauteur du bassin	90
VI.3.3.Surface horizontale du bassin.....	90
VI.4.Concentration de l'effluent en DBO5 (S0)	90
VI.4.1.La charge polluante à la sortie (Sf= 30 mg/l).....	90
VI.4.2.La charge polluante éliminée Le	90
VI.4.3.Le rendement de l'épuration	90
VI.5.Besoins théoriques en oxygène	91
VI.6.Besoin réel en pointe en oxygène.....	91
VI.7.Calcul des caractéristiques de l'aérateur	92
VI.8.Bilan des boues	92
VI.9.Calcul du clarificateur	94
VI.10.Traitement tertiaire (désinfection).....	96
VI.11.Traitement des boues	96
VI.11.1.Dimensionnement	97
Conclusion.....	99

CHAPITRE VII : CALCUL HYDRAULIQUE

Introduction	100
VII.1.Déversoir d'orage	100
VII.1.1.Type de déversoir d'orage	100
VII.1.2.Dimensionnement du déversoir d'orage	101
VII.2.Profil hydraulique	102
VII.2.1. Calculs des cotes piézométriques des différents ouvrages	103
VII.2.2.Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages et les cotes piézométriques...	104
Conclusion.....	106

CHAPITRE VIII : GESTION ET EXPLOITATION DE LA STATION

Introduction	107
VIII.1.Exploitation	107

VIII.2. Les paramètres à mesurer et à contrôler dans la station	107
VIII.3. Contrôle de fonctionnement	108
VIII.3.1. Contrôle journalier	108
VIII.3.2. Contrôles périodiques	108
VIII.4. Entretien des ouvrages	109
VIII.4.1. Les prétraitements	109
VIII.4.1.1. Le dégrilleur	109
VIII.4.1.2. Dessableur-déshuileur	109
VIII.4.2. Le traitement primaire	109
VIII.4.3. Bassin d'aération	110
VIII.4.4. Clarification	110
VIII.4.5. Désinfection des eaux épurées	110
VIII.4.6. Epaisseur	110
VIII.4.7. Lits de séchage	110
VIII.5. Hygiène et sécurité dans le travail	111
Conclusion	111

Liste des tableaux

Tableau I.1: Températures mensuelles moyennes, minimales et maximales	05
Tableau I.2 : Vitesse moyenne mensuelle du vent	05
Tableau I.3 : Ensoleillement mensuel moyen (heures).....	06
Tableau I.4 : Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de gelée	06
Tableau I.5 : Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de neige	07
Tableau I.6 : Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de Sirocco.....	07
Tableau I.7 : Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de grêle	07
Tableau I.8 : Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours d'orages.....	07
Tableau I.9 : Evaporations mensuelles et annuelles	07
Tableau I.10 : la série pluviométrique de la région de Tébessa	08
Tableau I.11 : Le nombre de la population pour différents horizons	09
Tableau I.12 : les résultats d'analyse des eaux usées de la ville de Tébessa.....	10
Tableau II.1 : Classification des pollutions.....	14
Tableau II.2 : Le mode de traitement en fonction du rapport (DCO/DBO5).....	17
Tableau II.3: Les valeurs des charges polluantes pour les divers types de réseau	19
Tableau II.4: Les normes de rejets	20
Tableau III.1 : Avantages et inconvénients des filières intensives.....	31
Tableau III.2 : avantages et inconvénients des filières extensives.....	35
Tableau IV.1 : classement des procédés par boues activées.....	40
Tableau.IV.2 : Avantages et inconvénients des différents procédés.....	43
Tableau V.1 : les rendements de traitement primaire	48
Tableau V.2 : Opération du traitement des boues.....	50
Tableau VI .1. Consommation en eau pour les secteurs domestiques et équipements pour les deux horizons.....	57
Tableau VI.2 : Les valeurs des charges polluantes pour divers types de réseau	59
Tableau VI.3: Les bases de dimensionnement des ouvrages d'épuration de la station pour les deux horizons.....	60
Tableau VI.4: Espacement et épaisseur des barreaux.....	62
Tableau VI.5: les valeurs de β' en fonction de la forme des barreaux.....	64
Tableau VI.6 : les résultats de dimensionnement de dégrilleur pour les deux horizons.	64
Tableau VI.7: Dimensionnement du déssableur-déshuileur.....	67
Tableau VI .8 : les valeurs de la vitesse limite en fonction de Qmoyh.....	69
Tableau VI.9: Dimensions du décanteur primaire pour les deux horizons.....	70

Tableau VI.10 : Résultats de calcul de l'aérateur pour les deux horizons	79
Tableau VI.11 : résultats de dimensionnement du bassin de désinfection pour les deux horizons.	82
Tableau VI.12. Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur, stabilisateur aérobic et le lit de séchage (2030 et 2045).....	87
Tableau VI.13. Résultats de calcul d'aérateur et le décanteur secondaire pour les deux horizons.	95
Tableau VI.14. Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur et le lit de séchage (2030 et 2045).	98
Tableau VII.1 Cotes moyennes du terrain naturel d'implantation des différents ouvrages de la station. 102	
Tableau VII.2 : Longueurs réelles des conduites entre les ouvrages de la STEP.....	103
Tableau VII.3 : récapitulatif des différentes cotes des ouvrages de la STEP.	106

Liste des figures

Figure I.1 : Situation géographique de la région d'étude	02
Figure I.2 : Site d'implantation de la future STEP.....	03
Figure I.3 : Evolution de la population en fonction des horizons	09
Figure III.1 : Schéma du principe du prétraitement.....	21
Figure III.2 : Dessableur.....	23
Figure III.3 : Processus de coagulation, floculation et de sédimentation.....	25
Figure III.4 : Schéma du principe de coagulation floculation	26
Figure III.5 : Lit bactérien.....	29
Figure III.6 : Schéma du principe des biodisques	29
Figure III.7 : Schéma du principe d'épuration a boues activées.....	30
Figure. IV.1 :schéma d'une station de traitement par boues activées	38
Figure IV.2 Schémas de fonctionnement du bassin d'aération.....	39
Figure. IV.3 : Progression de la masse microbienne.....	43
Figure. IV.4 : décanteur secondaire (clarificateur)	45
Figure V.2 : schéma général des traitements des boues.	53
Figure VII.1 : schéma d'un déversoir d'orage type latéral.....	100

LISTE DES PLANCHES

Planches 01 : plan d'implantation de la station d'épuration de la ville de Tébessa (W.Tébessa)

Planches 05 : profil en long e la station d'épuration de la ville de Tébessa (W.Tébessa)

Planches 03 : Ouvrages de traitement biologique la station d'épuration de la ville de Tébessa (W.Tébessa)

Planches 02 : Ouvrages de prétraitement la station d'épuration de la ville de Tébessa (W.Tébessa)

Planches 04 : Ouvrages de traitement des boues la station d'épuration de la ville de Tébessa (W.Tébessa)

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.

L'activité humaine, même la plus élémentaire comme le fait de s'alimenter génère des déchets solides ou liquides, si on les laissait s'accumuler, ils finiraient par rendre notre cadre de vie inhabitable c'est pour cela que depuis l'antique, l'homme a mis en place, dans les villes ; des systèmes d'assainissement tels que de simples égouts pour conduire les eaux usées et les eaux de pluies, vers la rivière.

En Algérie dès les années 2000, les pouvoirs public ont décidé d'ériger la question de l'eau en priorité de premier ordre, leurs interventions s'est centrés sur deux axes stratégiques majeur : 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 ressource en eau).

Par ailleurs, l'oued Chabro reçoit des rejets importants soit domestiques ou industriels sans traitement préalable. La détérioration des conditions écologiques et sanitaires des eaux de l'oued Chabro ainsi que l'incapacité d'utiliser ces eaux pour l'irrigation, nous exigent inévitablement de traiter les eaux usées avant de les rejeter dans les milieux naturels.

Afin de remédier aux désagréments et aux problèmes engendrés par le rejet des eaux usées de la ville de Tébessa, la conception d'une station d'épuration au sein de cette même localité est devenue une nécessité urgente.

Chapitre I

Origine et nature des eaux usées

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDES

Introduction

Dans le souci de préserver le milieu naturel, on a recours à l'épuration des eaux usées d'une agglomération, qui a pour but de traiter et d'éliminer des polluants d'origines et natures diverses ; leurs rejet dans les cours d'eau nuisent à la vie aquatique du milieu récepteur.

Dans chaque implantation d'une station d'épuration, le choix de site nécessite une vaste connaissance de différentes caractéristiques de lieu.

Pour cela, les critères de sélection du site d'implantation consiste à réaliser des études préliminaires sont :

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

I.1. Situation géographique

La commune de Tébéssa a une superficie d'environ 184 Km² avec une population estimée à 170126 habitants d'après le recensement de 2008, soit une densité de 925 hab/Km².

La ville de Tébéssa est située à l'EST Algérien est délimitée par :

- Au Nord par Boulhaf dyr et Bir dheheb
- A l'Est par El Kouif et Bekkaria
- Au Sud par Olga Oalha et El Ma Labiodh
- A l'ouest par Hammamet et Bir Mokadem

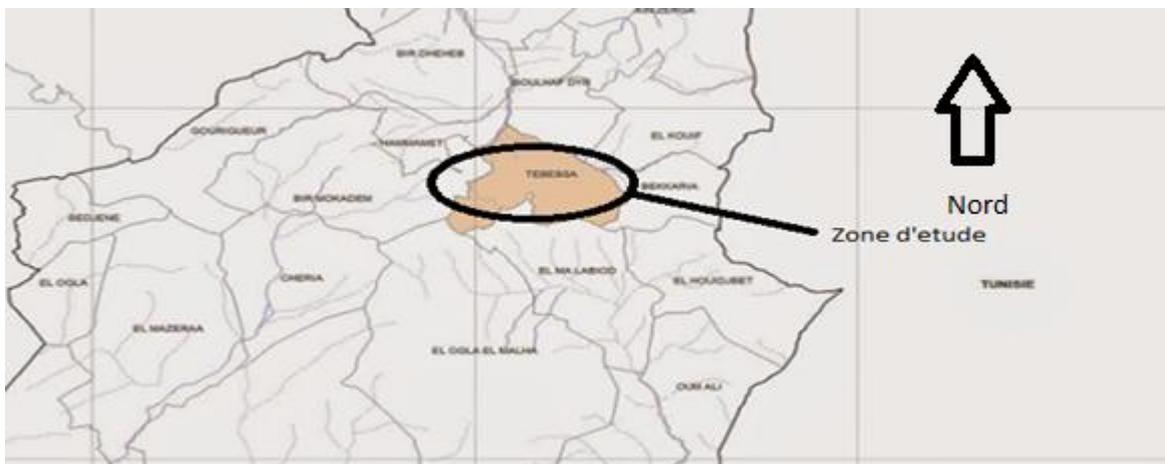


Figure I.1 : Situation géographique de la région d'étude

La commune Tébéssa se situe, vers 35°24' au nord, et 8°6' à l'Est, à une altitude moyenne de 940 m.

❖ Plan d'implantation

Le terrain réservé pour l'implantation de la Station d'épuration représente une superficie d'environ **8 hectares**, situé à la sortie nord-ouest de la ville et limité par :

- Au Nord par El Merdja
- A l'Ouest par les EAI
- Au Sud par la RN 10 et Diar ElChouhada
- A l'Est par des terrains privés.

La cote moyenne du terrain de la Station d'épuration se situe entre **798,00 m** et **794,00 m**.

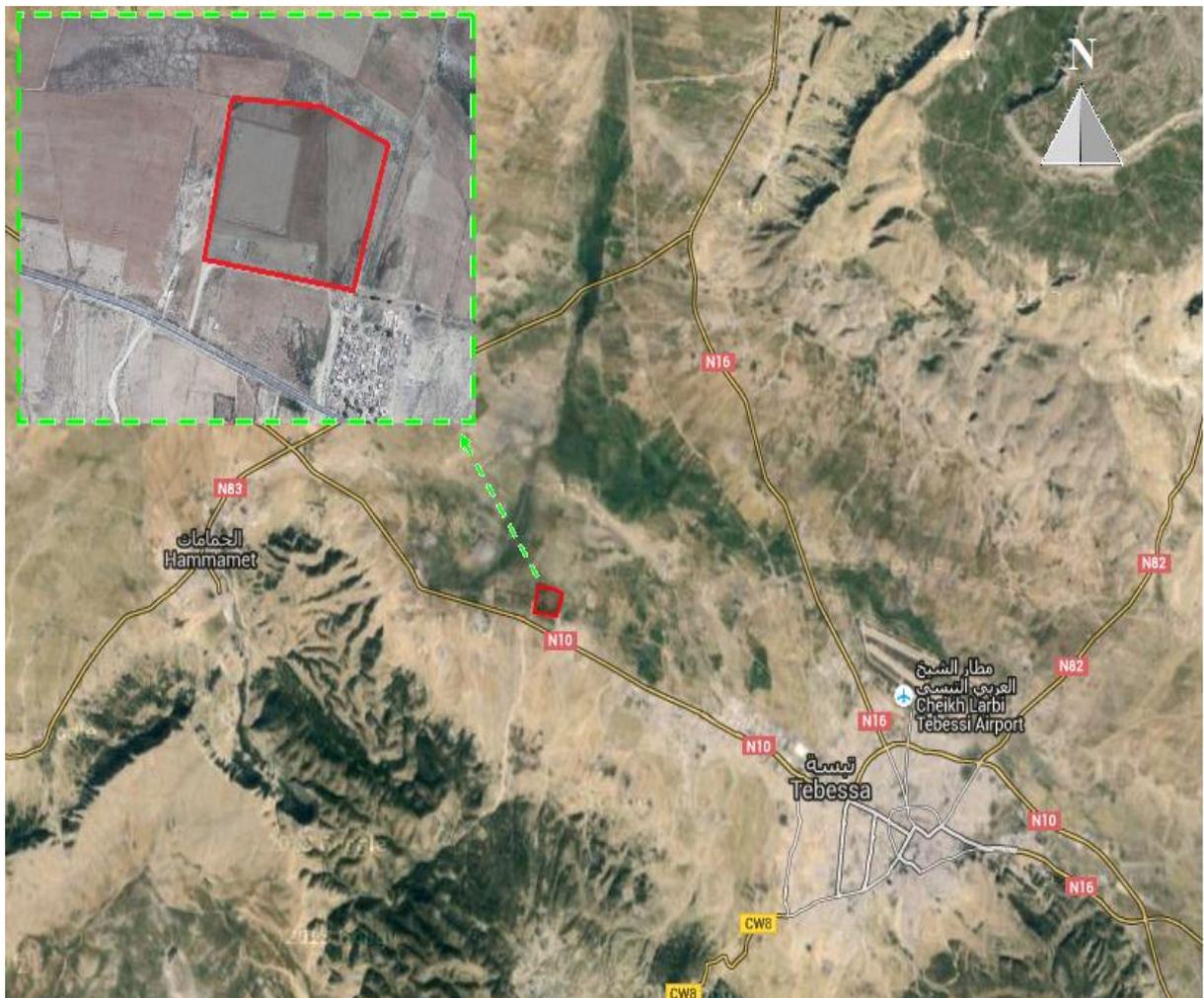


Figure I.2 : Site d'implantation de la future STEP

I.2. Situation géologique

Les formations qui affleurent la région de Tébessa sont les suivantes :

- ✓ Terrains anciens représentés par le Trias à faciès lagunaire, apparaissant en diapirs ;
- ✓ Très importantes assises d'âge crétacé (Aptien et Maestrichtien) formées de marnes et de calcaires ;
- ✓ Des grès et des calcaires gréseux marins formant la base du Miocène ;
- ✓ Divers recouvrements continentaux représentant le Mio-Plio-Quaternaire ;

I.3. Situation hydrographique

La région d'étude est drainée par un certain nombre d'oueds dont les plus importants sont ceux de Chabro et oued Kebir. En effet. Ces oueds sont caractérisés par des débits faibles et très irréguliers (importants en hivers, secs en été).

Pratiquement, ils jouent le rôle de collecteurs des eaux usées provenant des différents établissements humains dont la ville de Tébessa.

I.4. Caractéristiques climatiques

Dans la région de Tébessa est implantée une station climatologique. En effet, les différents phénomènes météorologiques d'intérêt peuvent être caractérisés, avec une précision suffisante pour les besoins de l'étude, à partir des observations enregistrées.

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 Constantine.

➤ **Coordonnées de la station :** - code de la station : 120301

- ✓ Nom de la station : Tébessa
- ✓ Coordonnées Lambert : X : 991.9 Km ; Y : 247.2 Km ; Z : 890

Dans cette partie, nous étudierons successivement

- ✓ Température de l'air ;
- ✓ Humidité relative ;
- ✓ Vent ;
- ✓ Ensoleillement ;
- ✓ Gelée ;
- ✓ Neige ;
- ✓ Sirocco ;
- ✓ Grêle ;
- ✓ Orage ;
- ✓ Evaporation.

Ces paramètres climatiques mensuels enregistrés à cette station permettent de mettre en évidence les fluctuations les plus significatives qui ont affecté le climat dans la région d'étude.

L'analyse de ces données est nécessaire afin de mieux déceler et appréhender les phénomènes climatiques de l'ensemble de la zone du projet et cela selon la disponibilité des données et selon les possibilités offertes par les organismes spécialisés.

I.4.1. Température

La station météorologique de Tébessa offre une série de 21 années de 1983/1984 jusqu'à 2003/2004. Les températures mensuelles moyennes, maximales et minimales sont regroupées au tableau ci-après:

Tableau I.1: Températures mensuelles moyennes, minimales et maximales

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout	Annuel
Tmoy (C°)	21.63	17.09	10.77	7.27	6.2	7.08	10.1	12.66	17.71	23.23	26.19	25.87	15.48
Tmin (C°)	19.3	14.3	6.9	5	3.9	4.4	8.2	9.6	11.8	18.7	23.2	23	12.36
Tmax (C°)	23.9	20.5	12.2	9.4	8.4	10	14.6	15.8	21.3	29.3	28.3	29.3	18.58

(Source : ONM)

Les mois les plus chauds sont juin, juillet, aout et septembre ou la température moyenne varie entre 23,9 °C et 29,3 °C, les mois les plus froids sont décembre, janvier et février, température moyenne oscille entre 8,4 °C et 10 °C.

L'écart de températures entre l'été (aout) et l'hiver (janvier) est environ de 20 °C en moyenne.

I.4.2. Vent

Il s'agit d'un facteur important dans l'élaboration du système de protection de la station d'épuration. Le vent se détermine par sa vitesse et sa direction.

Les vents sont caractérisés par leur vitesse et leur intensité. Les vents prédominants sont de direction ouest-nord-ouest au mois de Novembre et la distribution du champ de direction du vent est saisonnière hiver-été. En hiver, les vents du NW sont souvent secs et froids ; en été les vents du sud sont fréquents et peuvent être chauds et secs, d'où l'augmentation de l'évaporation et une sécheresse fait augmenter le déficit d'écoulement.

Tableau I.2 : Vitesse moyenne mensuelle du vent

Mois	Jn	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec	Annuel
Vitesse du vent (m/s)	1.35	1.53	1.61	1.87	1.71	1.94	2.05	1.98	2.04	1.93	2.21	2.38	1.9

Source : ANRH de Tébessa

La vitesse moyenne annuelle du vent est 1,9 m/s. La vitesse moyenne mensuelle minimale du vent est de 1,35 m/s (Janvier), celle moyenne mensuelle maximale atteint 2,38 m/s (Décembre).

I.4. Humidité relative

L'humidité relative représente la proportion d'eau présente dans l'air. Il a été pris en considération les 21 ans de mesure (83/84- 03/04), le mois de Mai étant le mois le plus humide (37.04 mm) avec une humidité relative égale à 70.1% et le mois le plus sec étant le mois de juillet avec une humidité relative de 39%.

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

I.4.4. Ensoleillement

Les valeurs mensuelles moyennes observées sont présentées au tableau suivant :

Tableau I.3 : Ensoleillement mensuel moyen (heures)

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Févr	Mars	Avril	Mai	Jun	Juil	Aout	Annuel
Durée d'insolation (heures)	242.4 0	226.8 0	175.7 0	153.2 0	161.2 0	180.6 0	237.6 0	244.7 0	275.5 0	293.2 0	339.0 0	296.3 0	2826. 20

(Source : ONM)

L'analyse de ce tableau met en valeur l'importance de l'insolation dans cette zone (2826.2 heures /an = 7.74 heures / jour).

Le mois le plus ensoleillé est juillet avec 11.1 heures/jour et le mois le moins ensoleillé est janvier avec une valeur de 5.3 heures/jour.

I.4.5. Gelée

Les gelées sont, en général, dues à l'interaction de 2 phénomènes. Le passage d'une masse d'air froid (Température inférieure à 0° C), des pertes de chaleur excessive par rayonnement ou par évaporation.

En hiver c'est surtout le passage des masses d'air froid qui provoque les gelées noires. Au printemps et automne, les gelées dite « de rayonnement » ou gelées blanches, résultent surtout des pertes de chaleur par rayonnement et parfois par évaporation.

Tableau I.4 : Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de gelée

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Annuel
Nombre de jours avec gèle	0	0	3	7	12	8	5	1	0	0	0	0	36

(Source : ONM)

Ce phénomène est fréquent en hiver de novembre à avril avec un maximum de 12 jours au mois de janvier, il y a donc un risque de gelée au mois de mars et surtout au mois de mars.

I.4.6. Neige**Tableau I.5 :** Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de neige

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Annuel
Nombre de jours avec de la neige	0.00	0.00	0	1	2	2	1	0	0.00	0.00	0.00	0.00	6

(Source : ONM)

Nous remarquons que le nombre de jours de neige le long de la période d'observation est nul ou faible.

I.4.7. Sirocco

Il s'agit d'un vent de sud pouvant causer des dégâts importants par l'élévation brutale des températures. Les diverses valeurs observées pour la période de 1990 – 2009 sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau I.6 : Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de Sirocco

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Annuel
Nombre de jours avec sirocco	0	0.1	0	0	0	0	0	0.1	0.1	0.75	0.35	0.55	1.95

(Source : ONM)

Le tableau montre une période bien déterminée de l'année, qui s'étale du mois d'Avril à Octobre avec un nombre de jours moyen annuelle de 1.95 jours.

I.4.8. Grêle

Le nombre moyen mensuel de jours où il y a de la grêle est donné dans le tableau suivant :

Tableau I.7 : Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de grêle

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Annuel
Nombre de jours de grêle	0.1	0.05	0.05	0	0	0.05	0	0.05	0.2	0.05	0.1	0.15	0.8

(Source : ONM)

I.4.9. Orage**Tableau I.8 :** Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours d'orages

J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
0	0	0	0	0	3	1	3	1	1	0	1	14

(Source : ONM)

Ce phénomène est fréquent pendant les mois de mai, juin et aout.

I.4.10. Evaporation**Tableau I.9 :** Evaporations mensuelles et annuelles

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Annuel
Evaporation (mm)	188.9	139.7	84.20	65.55	62.05	77.45	109.9	126.2	177.3	259.8	320.0	290.9	1902.2

(Source : ONM)

Nous remarquons que l'évaporation est importante aux mois de juin, juillet et aout et elle est faible aux mois de décembre, janvier et février.

I.5. Pluviométrie

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

I.5.1. Données pluviométriques

Pour l'étude des pluies nous avons utilisé la série pluviométrique de la station de Tébessa (121301) qui dispose d'une série de 25 années (1980/1981 – 2004/2005)

Tableau I.10 : la série pluviométrique de la région de Tébessa

Année	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Annuel
80/81	49.80	14.00	16.80	26.50	14.20	22.20	15.30	41.70	33.60	49.40	6.70	4.50	294.70
81/82	42.70	44.20	43.80	15.60	18.40	35.60	22.40	36.20	59.21	14.80	4.80	26.70	364.41
82/83	7.00	33.20	46.30	12.80	42.20	48.60	22.70	17.60	13.60	17.90	7.80	28.30	298.00
83/84	11.40	32.70	4.30	32.90	13.70	41.40	41.30	19.00	21.00	6.80	0.00	15.40	239.90
84/85	23.70	21.20	16.80	43.00	25.70	15.90	64.50	15.40	57.40	22.20	15.90	6.00	327.70
85/86	66.55	12.60	16.75	36.40	10.50	19.00	60.90	2.50	26.80	13.20	36.50	23.00	324.70
86/87	15.83	25.40	36.60	16.70	10.20	17.40	42.60	19.20	33.30	34.20	13.70	5.00	270.13
87/88	14.44	22.60	30.20	27.50	12.70	2.00	23.80	27.60	56.10	41.40	11.50	36.50	306.34
88/89	18.00	13.50	23.90	25.40	43.30	10.40	34.70	26.30	19.00	45.30	8.70	101.30	369.80
89/90	38.60	7.80	31.60	18.70	43.00	19.50	40.60	50.80	48.35	17.10	13.20	115.60	444.85
90/91	37.50	29.40	60.10	34.50	32.40	31.30	44.30	25.00	54.90	14.40	8.50	35.60	407.90
91/92	58.90	52.40	39.60	14.20	20.30	24.90	22.30	25.60	71.70	23.20	13.40	24.50	391.00
92/93	44,08	28.40	61.05	48.40	5.30	27.90	19.40	14.50	22.36	13.80	7.10	2.30	250.51
93/94	16.05	26.20	9.90	19.50	44.20	20.90	9.40	13.30	31.70	50.60	14.50	6.70	262.95
94/95	82.00	36.80	7.40	5.70	88.00	23.50	52.40	30.20	12.70	15.80	7.60	3.50	365.60
95/96	94.90	33.70	28.00	8.20	10.50	60.90	39.30	30.50	13.83	27.60	7.50	15.50	370.43
96/97	56.00	5.00	42.60	22.90	27.60	4.00	27.80	50.70	12.06	12.00	0.00	19.40	280.06
97/98	32.10	40.50	26.70	13.50	51.50	2.00	15.70	9.90	18.51	36.30	13.00	13.30	273.01
98/99	42.10	51.70	36.30	27.90	23.70	11.70	31.80	15.40	80.00	22.00	5.00	13.60	361.20
99/00	20.30	48.70	39.50	23.20	20.00	14.80	6.10	12.00	50.96	36.50	10.00	8.50	290.56
00/01	41.20	32.70	13.50	13.90	22.80	16.00	5.50	11.10	31.60	28.00	6.00	46.70	269.00
2001/2002	35.84	6.00	56.00	6.80	12.30	16.00	33.50	26.00	11.44	5.00	15.00	85.00	308.88
2002/2003	32.60	77.90	59.30	36.50	53.50	25.50	31.00	64.50	83.70	30.90	16.20	36.80	548.40
2003/2004	48.80	35.40	80.77	122.50	12.50	13.40	41.80	13.70	20.80	4.50	6.30	13.50	413.97
2004/2005	46.54	18.30	4.24	31.80	32.10	15.00	35.50	55.50	23.90	21.00	9.50	46.60	339.98
Moyenne	38.87	30.01	33.28	27.40	27.62	21.59	31.38	26.17	36.34	24.16	10.34	29.35	334.96

Source : ANRH de Tébessa

I.6. Situation démographique

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

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

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

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

Avec

- ✓ P : population future à l'horizon considéré ;
- ✓ P₀ : population à l'année de référence 2008;
- ✓ t : taux d'accroissement annuel de la population en %
t=1,7% ;(d'après les services de l'APC de Tébessa)

La commune de Tébessa est la première commune la plus peuplée de la wilaya de Tébessa, selon le recensement général de la population et de l'habitat de 2008, la population de la ville de Tébessa est évaluée à 170126 l'an 2008 :

Evolution de la population raccordée à la STEP pour différent horizon

Tableau I.11 : Le nombre de la population pour différents horizons

Désignation	Horizon		
	2015	2030	2040
La ville de Tébessa	191433	246508	317428

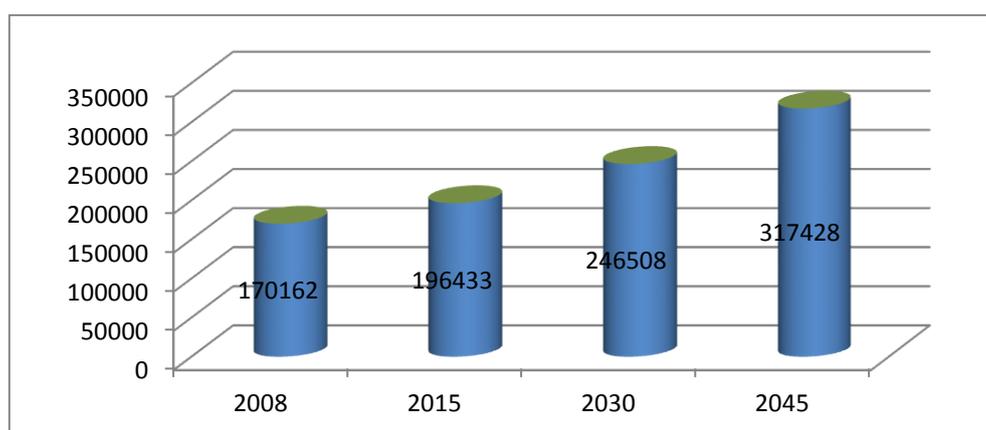


Figure I.3 : Evolution de la population en fonction des horizons

I.7. Analyse des eaux usées

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

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

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

Aussi, la composition des effluents résiduaires varie au cours de la journée, il importe donc de prélever les échantillons à des heures judicieusement réparties afin d'avoir un prélèvement correspondant à la composition moyenne. Il 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.

❖ Paramètres analysés

Tableau I.12 : les résultats d'analyse des eaux usées de la ville de Tébessa.

Paramètres	Unité	Résultats	Valeurs guides de temps sec
pH (Potentiel Hydrogène)	-	7.2	6.5-8.5
T° (Température)	C°	23.5	28
DBO₅	mg/l	342	100 -400
MES	mg/l	381	150-400
DCO	mg/l	776	300-1000
DCO / DBO₅	-	2.26	< 2.5
MES / DBO₅	-	1.11	0.8-1.2

Il est clair que les résultats d'analyses des éléments polluants rentrent dans les normes d'un effluent de type urbain.

Conclusion

Après cette étude on peut conclure :

- ✓ D'après les données climatologiques, le climat de notre zone d'étude est de type continental avec un hiver froid et un été chaud.
- ✓ Le lagunage est destiné pour les petites agglomérations donc on ne peut pas l'utiliser dans notre cas.
- ✓ Les analyses des échantillons prélevés montrent que l'effluent est biodégradable (DCO/DBO₅ = 2.26) donc le traitement par boues activées serait adéquat.

Chapitre II

Les procédés d'épuration

CHAPITRE II : ORIGINES ET NATURES DES EAUX USEES

Introduction

Toutes les activités humaines, qu'elles soient domestiques, industrielles, artisanales, agricoles... produisent des eaux usées. On distingue trois grandes catégories d'eaux usées : les eaux domestiques, les eaux industrielles, les eaux pluviales et de ruissellement. Les cours d'eau ont une capacité naturelle d'épuration. Mais cette capacité a pour effet de consommer l'oxygène de la rivière et n'est pas sans conséquences sur la flore et la faune aquatiques.

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.

II.1.Origines des eaux usées [2]

Les eaux usées sont des eaux chargées en éléments polluants qui résultent de l'activité humaine. Il s'agit principalement des eaux usées domestiques et des eaux usées industrielles, mais elles peuvent aussi avoir une origine agricole, artisanale ou autre.

II.1.1. Les eaux usées domestiques

Proviennent des différents usages domestiques de l'eau. On en distingue deux grandes catégories :

- Les eaux ménagères (ou « grises ») qui proviennent des salles de bain et des cuisines. Ces eaux sont généralement chargées en détergents, graisses, solvants et débris organiques...
- Les eaux « vannes » qui proviennent des rejets des toilettes et qui sont chargées de diverses matières organiques azotées et de germes fécaux.

Elles peuvent être un danger pour la santé car elles véhiculent des maladies d'origine virale et bactérienne.

II.1.2.Les eaux usées industrielles

Eaux en principe rejetées par l'usine dans le milieu extérieur après avoir contribué à la fabrication, au nettoyage, au refroidissement, etc....

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

II.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.

II.1.4. Les eaux usées agricoles

Ce sont des eaux qui ont été polluées par des substances utilisées dans le domaine agricole. Dans le contexte d'une agriculture performante et intensive, l'agriculteur est conduit à utiliser divers produits d'origine industrielle ou agricole dont certains présentent ou peuvent présenter, des risques pour l'environnement et plus particulièrement pour la qualité des eaux.

II.1.5. 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.

II.1.6. Les eaux résiduaires artisanales

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

II.2. Nature de la pollution [7]

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 contenue dans une eau usée peut être d'origine :

II.2.1. Pollution organique

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

II.2.2. Pollution minérale

Elle est constituée essentiellement de graviers, sables, métaux et 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).

II.2.3.Pollution toxique : les Micropolluants

On appelle micropolluant, une substance détectable dans l'environnement en très faibles concentrations ($\mu\text{g/l}$ ou ng/l) et qui peut engendrer des effets négatifs sur les organismes vivants à ces très faibles concentrations. [1]

II.2.4.Pollution microbiologique [1]

Les eaux usées sont des milieux favorables au développement d'un très grand nombre d'organismes vivants et on distingue : Les bactéries

- Les virus
- Les protozoaires
- Les helminthes
- Les champignons

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 II.1 : Classification des pollutions [7]

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, sucrieries) - 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

II.3. Les principaux paramètres de pollution

II.3.1. Les paramètres physiques

II.3.1.1. Température

Il est important de connaître la température de l'eau avec une bonne précision. En effet, celle-ci joue un rôle dans la solubilité des sels et surtout des gaz, dans la dissociation des sels dissous donc sur la conductivité électrique, dans la détermination du pH, pour la connaissance de l'origine de l'eau et des mélanges éventuels

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. [2]

II.3.1.2. Couleur et odeur

A – Couleur

La couleur de l'eau d'égout d'origine domestique est normalement grisâtre due à la présence de la matière organique ; une couleur noire indique une décomposition partielle ; les autres teintes indiquent un apport d'eau résiduaire industrielle.

B – Odeur

L'odeur est due à une fermentation de matières organiques. L'eau d'égout fraîche a une odeur fade qui n'est pas dés agréable par contre en état de fermentation, elle dégage une odeur nauséabonde.

II.3.1.3. Les matières en suspension

Ce sont des matières insolubles, fines, minérales ou organiques, biodégradables ou non. La présence de matières en suspension dans l'eau réduit la luminosité et abaisse la productivité du milieu récepteur

Deux techniques sont utilisées pour le dosage des matières en suspension :

- ✓ Séparation par filtration (filtres en papier, membranes filtrantes).
- ✓ Centrifugation.

Le choix de l'une ou de l'autre de ces méthodes est conditionné par la teneur en MES de l'échantillon à analyser. [7]

II.3.1.4. 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]

II.3.1.5. 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. [2]

II.3.1.6. Matières décantables et non décantables

Les MES qui sédimentent au bout de 2h dans une éprouvette sont dites décantables, au-delà elles seront non décantables et doivent passer par un traitement biologique.

II.3.1.7. La turbidité

La turbidité désigne la teneur d'un fluide en matières qui le troublent. Dans les cours d'eau elle est généralement causée par des matières en suspension et des particules colloïdales qui absorbent, diffusent et/ou réfléchissent la lumière. Dans les eaux eutrophes, il peut aussi s'agir de bactéries et de micro-algues.

II.3.2. Les paramètres chimiques

II.3.2.1. Le PH

Ce paramètre donne le degré d'acidité ou d'alcalinité d'une eau.

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

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. [7]

II.3.2.2. Oxygène dissous

L'oxygène dissous est un composé essentiel de l'eau car il permet la vie de la faune et il conditionne les réactions biologiques qui ont lieu dans les écosystèmes aquatiques.

La solubilité de l'oxygène dans l'eau dépend de différents facteurs, dont la température, la pression et la force ionique du milieu.

La détermination de ce paramètre dans l'eau se fait à l'aide d'un oxymètre et sa concentration est exprimée en mg O₂/l.

II.3.2.3. Demande biochimique en oxygène (DBO₅)

La DBO, ou Demande Biochimique en Oxygène correspond à la quantité de dioxygène nécessaire aux micro-organismes aérobies de l'eau pour oxyder les matières organiques, dissoutes ou en suspension dans l'eau. Ce paramètre constitue un bon indicateur de la teneur en matières organiques biodégradables d'une eau (toute matière organique biodégradable polluante entraîne une consommation de l'oxygène) au cours des procédés d'autoépuration.

La DBO est mesurée au bout de 5 jours (=DBO₅), à 20 °C (température favorable à l'activité des micro-organismes consommateurs d'O₂) et à l'obscurité (afin d'éviter toute photosynthèse parasite). Deux échantillons sont nécessaires : le premier sert à la mesure de la concentration initiale en O₂, le second à la mesure de la concentration résiduelle en O₂ au bout de 5 jours. La DBO₅ est la différence entre ces 2 concentrations. Les mesures seront effectuées sur un même volume et le second échantillon sera conservé 5 jours à l'obscurité et à 20 °C.

II.3.2.4. Demande chimique en oxygène (DCO)

C'est la quantité d'oxygène nécessaire à la destruction chimique de l'ensemble des matières organique, et minérale contenues dans l'eau usée. La détermination se fait par l'ajout à un volume d'échantillon d'une quantité connue d'oxygène sous forme d'un agent chimique efficace comme le bicarbonate de potassium, en milieu acide et chaud ce qui conduit à l'oxydation chimique.

La DCO (demande chimique en oxygène) renseigne sur la totalité des matières oxydables mais ne donne aucun renseignement sur leur biodégradabilité. [7]

II.3.2.5. Coefficient de biodégradabilité (DCO/DBO₅)

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

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

$$K = DCO/DBO_5 \quad (\text{II} - 1)$$

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

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

K: rapport (DCO/DBO ₅)	Mode de traitement
$1 < K < 2$	Facilement biodégradable ↔ Traitement biologique (Concerne un effluent urbain)
$2 < K < 3$	Traitement biologique avec adaptation de la souche microbienne
$K > 3$	Traitement physico-chimique (Concerne un effluent industriel).

II.3.2.6. Les nutriments

A – L'Azote

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 est plus que nécessaire.

Leur présence, est nuisible pour l'activité des micro-organismes donc perturbe le processus d'épuration biologique. Leur élimination se fait au cours de la phase de décantation. [2]

Il se présente sous quatre formes:

- L'azote organique
- L'azote ammoniacal (NH_4^+)
- L'azote nitreux (NO_2^-)
- L'azote nitrique (NO_3^-)

B – Le phosphore

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

- la forme minérale : ortho phosphate, poly phosphate);
- la forme organique : dissoute et particulaire.

Dans les bassins biologiques, le phosphore organique et les poly phosphates sont rapidement transformés par les micro-organismes en ortho phosphates. Une partie de ces derniers est utilisée pour la synthèse de nouvelles cellules. [2]

II.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 :

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

II.3.2.8. La conductivité

La conductivité est la propriété que possède une eau de favoriser le passage d'un courant électrique. Elle est due à la présence dans le milieu d'ions qui sont mobiles dans un champ électrique. Elle dépend de la nature de ces ions dissous et de leurs concentrations.

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

II.3.3. Les paramètres biologiques

Les eaux usées contiennent aussi des contaminants microbiologiques

- Les virus
- Les bactéries pathogènes
- Les parasites
- Les champignons

Le rejet des eaux usées des milieux de baignade ou de zones d'élevage de coquillage fait courir un risque pour la santé publique.

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

II.4. Estimation des rejets d'eaux usées

II.4.1. L'équivalent habitant

La notion d'équivalent habitant est utilisée pour quantifier la pollution émise par une agglomération à partir de la population qui y réside et des autres activités non domestiques. Selon la définition de la directive européenne du 21 mai 1991 "relative au traitement des eaux urbaines résiduaires", un équivalent-habitant représente une DBO5 de 60 g d'oxygène par jour 80g de MES, 15 g de matières azotées, 4g de matières phosphorées et 150 à 250l d'eau. [7]

II.4.2. Charges polluantes

La pollution d'une eau usée urbaine est estimée en fonction de son débit, de sa concentration en matières en suspension, et de sa demande biochimique en oxygène. [1]

La mesure de la Demande Chimique en Oxygène (DCO) permet d'en évaluer la pollution d'origine industrielle.

La charge polluante d'une eau usée est donc donnée par le produit du débit d'eau à traiter et de la concentration des matières polluantes

$$\text{Charge (g/j)} = \text{débit (m}^3\text{/jour)} * \text{concentration (mg/l ou g/m}^3\text{)} \quad (\text{II} - 3)$$

Tableau II.3: Les valeurs des charges polluantes pour les divers types de réseau [1]

	Réseau (g / Eq-hab. /j.)	Réseau unitaire (g / Eq-hab. /j.)	Réseau pseudo séparatif (g / Eq-hab.
Charges en DBO5	54	70	60
Charges en MES	70	70 à 90	80

II.5. Les normes de rejet

La norme est représentée par un chiffre qui fixe une limite supérieure à ne pas dépasser ou une limite inférieure à respecter.

Les normes de rejet des eaux usées appliquées en Algérie

Tableau II.4: Les normes de rejets

Paramètres	Unités	Normes
T°	°C	30
pH	/	6,5-8,5
[O ₂]	mg/l	05
DBO ₅	mg/l	30
DCO	mg/l	90 à 120
MES	mg/l	30
Zinc	mg/l	02
Chrome	mg/l	0,1
Azote total	mg/l	50
Phosphates	mg/l	02
Détergents	mg/l	01
Hydrocarbures	mg/l	10
Huiles et graisses	mg/l	20

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 ce 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 III

Présentation de la zone d'étude

CHAPITRE III : LES PROCÉDES D'ÉPURATION

Introduction

Les eaux usées sont habituellement un milieu chargé de matières sous différentes formes : physique-en suspension, en solution, colloïdales-chimiques-minérales, organiques-biologiques.

Pour les éliminer, les techniques de dépollution ou d'épuration des eaux usées ont recours à des processus simples dans leurs principes. Ils reposent sur des séparations physiques, des transformations biologiques et des corrections chimiques.

La caractéristique commune à l'ensemble de ces principes est qu'ils sont créateurs de sous-produit sous forme «boues» qu'il conviendra soit d'éliminer, soit de le valoriser.

III.1. prétraitements [8]

Les eaux brutes doivent généralement subir avant leur traitement proprement dit un prétraitement qui comporte un certain nombre d'opérations, uniquement physiques ou mécaniques, Il est destiné à extraire de l'eau brute et éliminer les éléments les plus grossiers, qui sont susceptibles de gêner les traitements ultérieurs et d'endommager les équipements. Selon la nature des eaux à traiter et la conception des installations, le prétraitement peut comprendre les opérations suivantes :

- le dégrillage : il s'agit des déchets volumineux.
- le dessablage : pour les sables et graviers.
- le dégraissage-déshuilage : pour les graisses en générale.

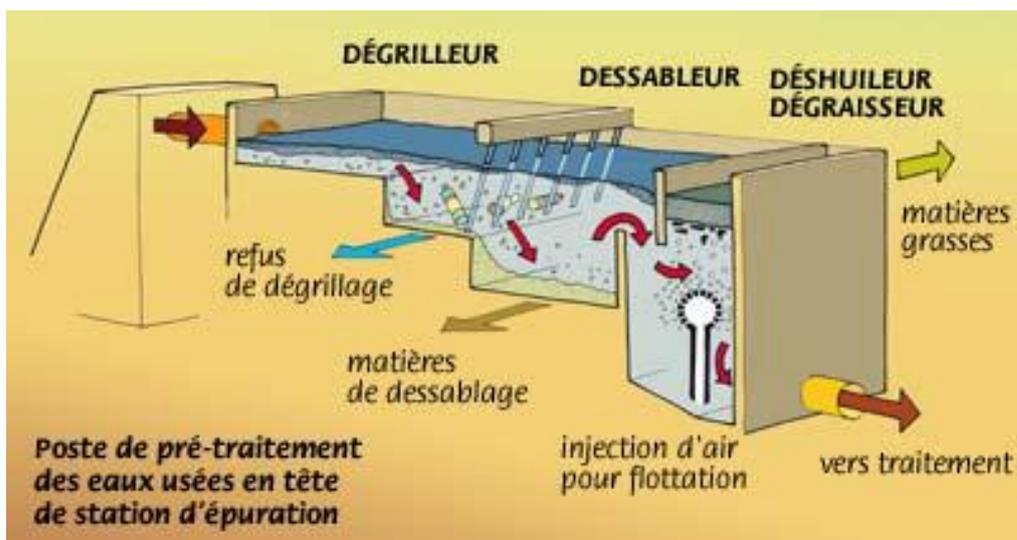


Figure III.1 : Schéma du principe du prétraitement.

III.1.1. dégrillage

Le dégrillage est implanté à l'amont de toute installation de traitement d'eaux usées, Au cours du dégrillage, les eaux usées passent au travers d'une grille dont les barreaux, plus ou moins espacés, retiennent les matières les plus volumineuses et flottantes charriées par l'eau brute, qui pourraient nuire à l'efficacité des traitements suivants ou en compliquer leur exécution. Le dégrillage permet aussi de protéger la station contre l'arrivée intempestive des gros objets susceptibles de provoquer des bouchages dans les différentes unités de l'installation. Les éléments retenus sont ensuite éliminés avec les ordures ménagères.

Cette opération est effectuée si possible avant la station de relevage afin de protéger les pompes à vis d'Archimède et de ne pas gêner le fonctionnement des étapes ultérieures du traitement et selon l'espacement entre les barreaux on distingue :

- Le pré dégrillage grossier dont les barreaux des grilles sont espacés de 30 à 100mm ;
- Le dégrillage moyen de 10 à 30mm ;
- Le dégrillage fin moins de 10mm.

Selon la nature et l'importance des effluents à traiter, il existe différents types de grille :

- **Grille manuelle** : composée des barreaux en acier incliné de 60° à 80° sur l'horizontal. Elles sont réservées en petite station, le nettoyage se fait avec un râteau et se fait quotidiennement.
- **Grille mécanique** : équipées d'un râteau motorisé et animées d'un mouvement rotatif (grille courbe) ou de va et vient (grille droite), la mise en service est commandée par une horloge (cadence durée), asservie au fonctionnement du relèvement (avec temporisation de retard) ou par détection d'une mise en charge du canal amont.

III.1.2. dessablage

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

L'écoulement de l'eau, à une vitesse réduite dans un bassin appelé "dessableur" entraîne leur dépôt au fond de l'ouvrage. Les sables récupérés par aspiration sont ensuite essorés, puis lavés avant d'être soit envoyés en décharge, soit réutilisés selon la qualité du lavage. [8]

Cette opération concerne les particules minérales de granulométrie supérieure à 100µm.

❖ Type de Dessableur

On trouve deux types de dessableur :

- **Dessableurs canaux gravitaires**
 - ✓ Dessableur couloires simple
 - ✓ Dessableur couloires à vitesse constante
 - ✓ Dessableur carrés pour les grandes installations
 - ✓ Dessableur à insufflation d'air
 - ✓ Dessableur circulaire de forme cylindro-conique
- **Dessableurs tangentiels**

Séparation des particules par classification Hydraulique centrifuge



Figure III.2 : Dessableur

III.1.3.dégraissage-déshuilage

Les graisses et les l'huiles étant des produits de densité légèrement inférieure à l'eau issues non seulement des habitations, mais aussi des restaurants, des garages , des chaussées, des usines, des abattoirs, ... etc.

Le déshuilage est une opération de séparation liquide-liquide alors que le dégraissage est une opération de séparation solide-liquide (à la condition que la température de l'eau soit suffisamment basse $< 30^{\circ}\text{C}$, pour permettre le figeage des graisses). Ces deux procédés visent à éliminer la présence des corps gras dans les eaux usées, qui peuvent gêner l'efficacité du traitement biologique qui intervient en suite.

Les inconvénients des graisses et huiles sont notamment

- Envahissement des décanteurs ;
- Mauvaise sédimentation des boues dans le clarificateur ;
- Acidification du milieu dans de digesteur anaérobie.

a- Le déshuilage longitudinal

L'ouvrage à une forme rectangulaire à circulation longitudinale. Le déshuilage s'effectue dans l'ouvrage par flottation naturelle des gouttelettes d'huile. Ils sont peu utilisés à cause de problèmes d'odeur et d'extraction des boues de fond.

b- Les déshuileurs flottateurs

Ce sont des appareils utilisés en traitement d'eaux résiduaire contenant des pigments, Des graisses ou des hydrocarbures, les techniques de flottation habituelle par pressurisation (mise sous pression en petites bulles).

c- Dégraisseur-déshuileur à cloisons siphonides

La vitesse d'entrée est importante, elle doit être suffisamment élevée pour permettre la séparation des matières organiques collées aux matières minérales mais cet apport d'énergie réduit l'efficacité de la décantation, objet du dessablage. Il faut réaliser un compromis entre granulométrie des particules à évacuer et taux de matières organiques acceptées dans les sables. Un agitateur en fonctionnement continu assure à l'eau une vitesse périphérique 0,3 m/sec. Le dessablage usuel porte sur les particules de granulométrie égale ou supérieure à 150 microns.

d- Dégraisseur dynamique aéré

Après relevage et tamisage éventuel, les eaux brutes sont amenées dans le dégraisseur dynamique aéré. Les fines bulles produites par l'Aeroflot mettent en flottation les particules de graisses qui sont collectées en surface au moyen d'un racleur diamétral automatique.

III.2. Les traitements primaires [1]

Le traitement "primaire" fait appel à des procédés physiques naturels, filtration et décantation plus ou moins aboutie, éventuellement assortie de procédés physico-chimiques, tels que la coagulation-floculation. Ces traitement éliminent de 50 à 60% des matières en suspension, et réduit d'environ 30% la DBO et la DCO, cela suffise généralement pas pour satisfaire les exigences épuratoires de la réglementation actuelle avec coagulation et floculation dans des décanteurs lamellaires, on peut éliminer jusqu'à 90% de MES, mais elle ne suffit pas à produire une eau qui peut être rejetée en état dans le milieu naturel. Les matières supprimées forment au fond du décanteur un lit de boues appelé boues primaires.

III.2.1. Traitement physico-chimiques des eaux

La turbidité et la couleur d'une eau sont principalement causées par des particules très petites, dites particules colloïdales. Ces particules, qui peuvent rester en suspension dans l'eau durant de très longues périodes, peuvent même traverser un filtre très fin. Par ailleurs, puisque leur concentration est très stable, ces dernières n'ont pas tendance à s'accrocher les unes aux autres. Pour les éliminer, on a recours aux procédés de coagulation et de floculation.

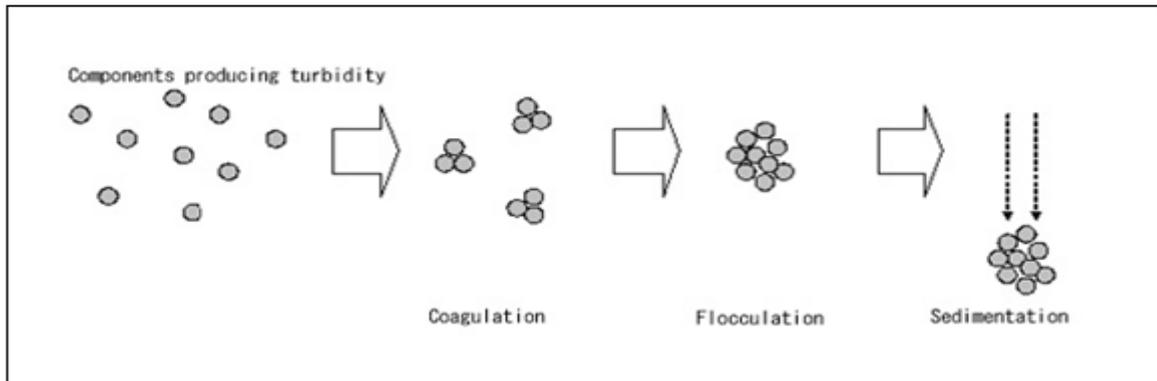


Figure III.3: Processus de coagulation, floculation et de sédimentation.

III.2.1.1. La coagulation

A pour but principale de déstabiliser les particules en suspension, c'est-à-dire de faciliter leur agglomération. En pratique, ce procédé est caractérisé par l'injection et la dispersion rapide de produits chimiques : sels minéraux cationiques (sels de fer ou d'aluminium).

III.2.1.2. La floculation

A pour objectif de favoriser, à l'aide d'un mélange lent, les contacts entre les particules déstabilisées. Ces particules s'agglutinent pour former un floc qu'on peut facilement éliminer par les procédés de décantation et de filtration. Ces traitements sont généralement utilisés dans les stations d'épuration de grande capacité, ou dans celles ayant à faire face à de grandes variations de charge dans l'année (zone touristique).

La séparation du floc a lieu pendant la phase de clarification (décantation secondaire). Les procédés les plus modernes utilisent du micro sable injectés dans l'effluent afin d'accélérer la décantation des flocs. Les traitements physico-chimiques permettent un bon abattement des virus. Cependant, leur utilisation, et notamment le dosage de sels de fer et d'aluminium, n'est pas toujours bien optimisée, sinon maîtrisée. Il y a donc un risque de surcoût lié à une mauvaise utilisation, voire un risque environnemental.

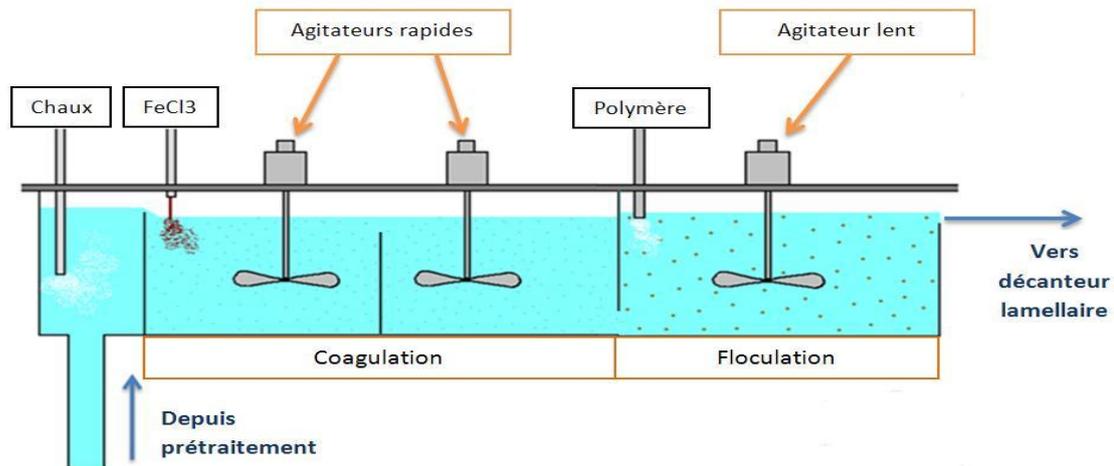


Figure III.4 : Schéma du principe de coagulation floculation

III.2.1.3. Neutralisation

Les eaux usées trop acides ou trop alcalines sont neutralisées jusqu'à obtenir une valeur de pH d'approximativement pH 7. Dans la majorité des cas, les eaux usées sont neutralisées pour les rendre apte à la décomposition ultérieure dans une station d'épuration des eaux usées biologique ou pour satisfaire aux normes (Ex les eaux trop acides vont corroder les réseaux d'égouts et les stations d'épuration). Les objectifs les plus importants sont les suivants : outre les neutralisations, le pH des eaux usées peut également requérir une modification pour plusieurs raisons, Ex. Pour mieux contrôler la vitesse de réaction chimique, pour casser les émulsions, pour le conditionnement, pour la stabilisation des eaux usées brutes, etc. Les techniques de neutralisation impliquent l'ajout de produits chimiques aux eaux usées. Les produits chimiques utilisés en général pour obtenir une valeur de pH plus élevée sont de la lessive de soude (NaOH) ou le lait de chaux ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), pour obtenir une valeur de pH plus basse c'est en général de l'acide sulfurique (H_2SO_4), de l'acide chlorhydrique (HCl) ou du dioxyde de carbone (CO_2) qui sont ajoutés. La neutralisation est une technique qui peut traiter des eaux usées très diverses, provenant de toutes sortes d'industries. Les installations de ce genre sont assez simples, elles sont disponibles entièrement automatisées, ce qui les rend presque exemptes d'entretien. En plus, la construction simplifiée permet d'offrir ce genre d'installation à un prix avantageux... [8]

III.2.1.4. La décantation

La décantation est un procédé qu'on utilise pratiquement dans toutes les usines d'épuration et de traitement des eaux, Son objectif est d'éliminer les particules dont la densité est supérieure à celle de l'eau par gravité. La vitesse de décantation est en fonction de la vitesse de chute des particules, qui elle-même est en fonction de divers autres paramètres parmi lesquels : grosseur et densité des particules.

La base de ces procédés de séparation solide liquide est la pesanteur. On utilise le terme de décantation lorsque l'on désire obtenir la clarification de l'eau brute, si l'on veut

obtenir une boue concentrée, on parle de sédimentation qui a pour but d'éliminer les matières en suspension de la fraction liquide, en utilisant la seule force de gravité. Elle permet d'alléger les traitements biologiques et physico-chimiques ultérieurs, en éliminant une partie des solides en suspension. L'efficacité du traitement dépend du temps de séjour et de la vitesse ascensionnelle (qui s'oppose à la décantation). La décantation primaire permet d'éliminer, pour une vitesse ascensionnelle de 1,2 m/h, 40 à 60 % de MES, soit 40 % de matière organique, 10 à 30 % des virus, 50 à 90 % des helminthes et moins de 50 % des kystes de protozoaires et entraîne également avec elle une partie des micropolluants. Les matières solides se déposent au fond d'un ouvrage appelé "décanteur" pour former les boues "primaires". Ces dernières sont récupérées au moyen de systèmes de raclage. L'utilisation d'un décanteur lamellaire permet d'accroître le rendement de la décantation. Ce type d'ouvrage comporte des lamelles parallèles inclinées, ce qui multiplie la surface de décantation et accélère donc le processus de dépôt des particules. La décantation est encore plus performante lorsqu'elle s'accompagne d'une floculation préalable.

III.2.1.5. La filtration

La filtration est un procédé physique destiné à clarifier un liquide, qui contient des matières solides en suspension en le faisant passer à travers un milieu poreux. Les solides en suspension, ainsi retenus par le milieu poreux, s'y accumulent ; il faut donc nettoyer ce milieu de façon continue ou de façon intermittente.

La filtration, habituellement précédée des traitements de coagulation floculation et de décantation permet d'obtenir une bonne élimination des bactéries, de la couleur, la turbidité et indirectement de certains goûts et odeurs.

III.3. Les traitements secondaires (traitements biologiques) [1]

Les traitements secondaires également appelés traitements biologiques visent à dégrader la matière organique biodégradable contenue dans l'eau à traiter. Des micro-organismes mis en contact avec l'eau polluée assimilent la matière organique qui leur sert de substrat de croissance. L'ensemble de la pollution avec les micro-organismes vivants forme la liqueur mixte ou boue biologique contenue dans des bassins de traitement biologique. En règle générale, l'élimination complète de la pollution organique de ces bassins se déroule en conditions aérées par des souches aérobies strictes ou facultatives. Plusieurs procédés existent à ce stade du traitement biologique. Ce sont les procédés à culture en suspension ou procédés à boues activées, les procédés à culture fixée (disques biologiques rotatifs, lits bactériens... etc.) Les procédés à décantation interne (lagunage), les techniques d'épandage-irrigation, etc.

Le traitement par boues activées est très largement utilisé. Il s'agit d'un réacteur qui contient les eaux à traiter, dans lequel est injectée une boue chargée de bactéries. Les bactéries consomment la matière organique et contribuent aussi à l'élimination de l'azote et du phosphore. A la sortie du réacteur, l'effluent passe dans un

clarificateur. La boue décantée est séparée en deux flux : l'un rejoint le réacteur (ensemencement) et l'autre est évacué vers la filière des boues. L'action des bactéries dans le réacteur nécessite de l'oxygène. Une épuration biologique (boues activées, puis bassin de clarification) permet d'éliminer 90 % des virus, 60 à 90 % des bactéries, mais par contre a peu d'effet sur les kystes de protozoaires et les œufs d'helminthes.

Un traitement par boues activées élimine 90 % des bactéries entériques, 80 à 99 % des entérovirus et des rota virus. L'élimination a lieu grâce à la sédimentation de MES, la compétition avec les micro-organismes non pathogènes et la température ; la part la plus importante est due à la sédimentation. Ces traitements conçus à l'origine essentiellement pour l'élimination de la pollution carbonée et des matières en suspension, ainsi pour poursuivre l'épuration de l'effluent provenant du décanteur primaire ; par voie biologique le plus souvent.

Les micro-organismes, les plus actifs, sont les bactéries qui conditionnent en fonction de leur modalité propre de développement, deux types de traitements :

III.3.1. Les procédés biologiques intensifs

Ils ont pour but de décomposer de façon biochimique par oxydation. Les matières non séparables par décantation qui n'ont pas pu être éliminées par des procédés mécaniques des eaux usées. En même temps une nouvelle substance cellulaire se forme.

La substance cellulaire a un poids spécifique qui est plus grand que celui de l'eau d'égout et de ce fait une décantation est possible. Parmi ces procédés, on distingue :

- Les lits bactériens ;
- Les disques biologiques ;
- Les boues activées ;
- Les techniques de biofiltration ou filtration biologique accélérée.

a. Lits bactériens

Le principe de fonctionnement d'un lit bactérien consiste à faire ruisseler les eaux usées, préalablement décantées sur une masse de matériaux poreux ou caverneux qui sert de support aux micro-organismes (bactéries) épurateurs

Une aération est pratiquée soit par brassage naturel soit par ventilation forcée. Il s'agit d'apporter l'oxygène nécessaire au maintien des bactéries aérobies en bon état de fonctionnement. Les matières polluantes contenues dans l'eau et l'oxygène de l'air diffusent, à contre-courant, à travers le film biologique jusqu'aux micro-organismes assimilateurs qui comporte des bactéries aérobies à la surface et des bactéries anaérobies près du fond.



Figure III.5 : Lit bactérien

b. Disques biologiques

Une autre technique faisant appel aux cultures fixées est constituée par les disques biologiques tournants. Ce procédé consiste à alimenter en eau usée, préalablement décanté une cuve contenant des disques en rotation sur un axe horizontal.

Les micro-organismes se développent et forment un film biologique épurateur à la surface des disques. Les disques étant semi-immergés, leur rotation permet l'oxygénation de la biomasse fixée. Le mélange d'eau traitée et de biofilm décroché est dirigé vers un décanteur pour la séparation des phases.

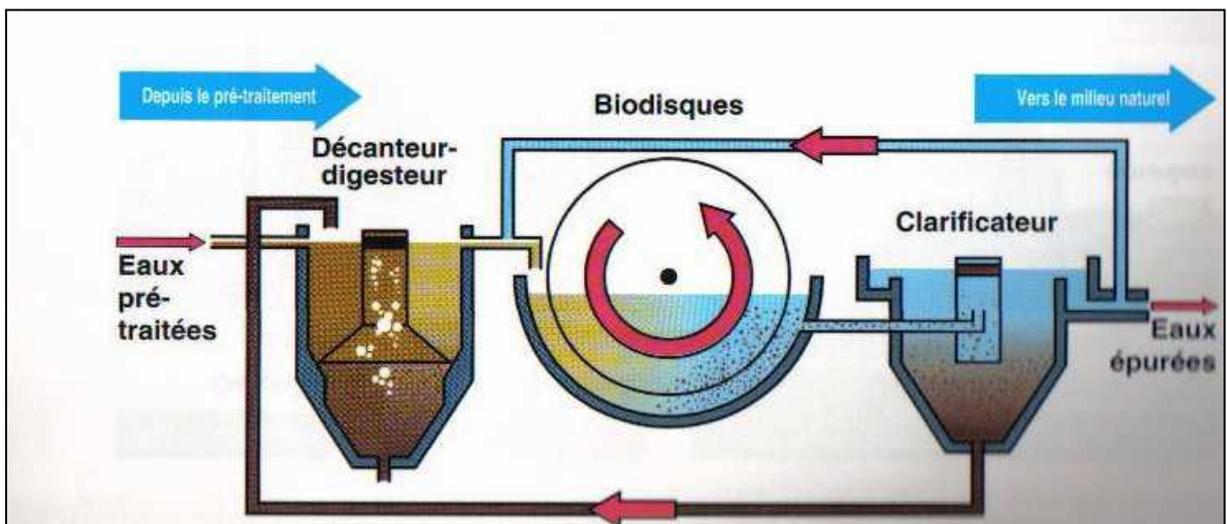


Figure III.6 : Schéma du principe des biodisques

c. Boues activées

Le principe des boues activées réside dans une intensification des processus d'autoépuration que l'on rencontre dans les milieux naturels.

C'est un système qui fonctionne en continu dans lequel des micro-organismes sont mis en contact avec les eaux usées contenant des matières organiques. De l'oxygène est injecté dans le mélange nécessaire aux besoins respiratoires des bactéries responsables de l'épuration (traitement aérobie).

Cette technique d'épuration très utilisée dans le monde notamment en Algérie.

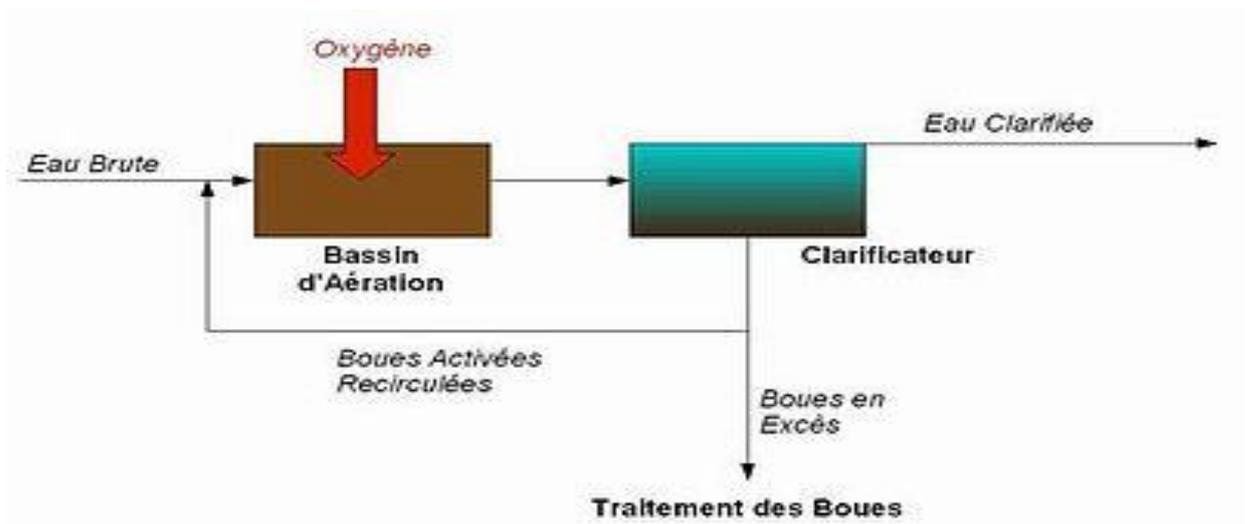


Figure III.7 : Schéma du principe d'épuration à boues activées.

❖ Les avantages et inconvénients des filières intensives :

Les filières de traitements biologiques dites intensives, déjà citées, comprennent des avantages et des inconvénients qui sont mis en évidence dans le suivant :

Tableau III.1 : Avantages et inconvénients des filières intensives

Filière	Avantages	Inconvénients
Lit bactérien et disque biologique	<ul style="list-style-type: none"> ▪ faible consommation d'énergie ; ▪ fonctionnement simple demandant moins d'entretien et de contrôle que la technique des boues activées ; ▪ bonne décantabilité des boues ; ▪ plus faible sensibilité aux variations de charge et aux toxiques que les boues activées ▪ généralement adaptés pour les petites collectivités ▪ résistance au froid (les disques sont toujours protégés par des capots ou par un petit bâtiment). 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ performances généralement plus faibles qu'une technique par boues activées. Cela tient en grande partie aux pratiques anciennes de conception. Un dimensionnement plus réaliste doit permettre d'atteindre des qualités d'eau traitée satisfaisantes; ▪ coûts d'investissement assez élevés (peuvent être supérieurs d'environ 20 % par rapport à une boue activée) ; ▪ nécessité de prétraitements efficaces ; ▪ sensibilité au colmatage ; ▪ ouvrages de taille importante si des objectifs d'élimination de l'azote sont imposés
Boue activée	<ul style="list-style-type: none"> ▪ adaptée pour toute taille de collectivité (sauf les très petites) ; ▪ bonne élimination de l'ensemble des paramètres de pollution (MES, DCO, DBO5, N par nitrification et dénitrification) ; ▪ adapté pour la protection de milieux récepteurs sensibles ; ▪ boues (cf. glossaire) légèrement stabilisées ; ▪ facilité de mise en œuvre d'une déphosphatation 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ coûts d'investissement assez importants ; ▪ consommation énergétique importante ; ▪ nécessité de personnel qualifié et d'une surveillance régulière ; ▪ sensibilité aux surcharges hydrauliques ; ▪ décantabilité des boues pas toujours aisée à maîtriser ; ▪ forte production de boues qu'il faut concentrer.

III.3.2. Les procédés biologiques extensifs (naturels)

Les techniques dites extensives sont des procédés qui réalisent l'épuration à l'aide de cultures fixées sur support fin ou encore à l'aide de cultures libres mais utilisant l'énergie solaire pour produire de l'oxygène par photosynthèse.

Le fonctionnement de ce type d'installation sans électricité est possible, excepté pour le lagunage aéré pour lequel un apport d'énergie est nécessaire pour alimenter les aérateurs ou les matériels d'insufflation d'air.

Elles se distinguent aussi de techniques intensives, par le fait que les charges surfaciques appliquées restent très faibles.

Parmi les procédés extensifs, on a :

- Cultures fixées :
 - Infiltration-percolation ;
 - Filtre planté à écoulement vertical ;
 - Filtre planté à écoulement horizontal.
 - Marécage artificiel
- Cultures libres :
 - Lagunage naturel ;
 - Lagunage aéré
 - Lagune à macrophytes.

III.3.2.1.Cultures fixées

a- Infiltration-percolation

Les procédés d'épuration à culture fixées sur support fin consistent à faire ruisseler les eaux usées prétraitées (traitement primaire) sur plusieurs massifs indépendants.

Les deux principaux mécanismes sont :

- ✓ **Filtration superficielle** : les matières en suspension (MES) sont arrêtées à la surface du massif filtrant et, avec elles, une partie de la pollution organique (DCO particulaire) ;
- ✓ **Oxydation** : le milieu granulaire constitue un réacteur biologique, un support de grande surface spécifique, sur lequel se fixent et se développent les bactéries aérobies responsables de l'oxydation de la pollution dissoute (DCO dissoute, azote organique et ammoniacal)

L'aération est assurée par :

- une convection à partir du déplacement des lames d'eau ;
- une diffusion de l'oxygène depuis la surface des filtres et les cheminées d'aération, vers l'espace poreux.

L'oxydation de la matière organique s'accompagne d'un développement bactérien, qui doit être régulé afin d'éviter le colmatage biologique interne du massif filtrant et le décrochage épisodique de la biomasse qui sont inévitables dès que les charges appliquées sont importantes. L'auto régulation de la biomasse est obtenue grâce à la mise en place de plusieurs massifs indépendants alimentés en alternance. Pendant les phases de repos (ou de non-alimentation), le développement des bactéries placées en situation "de disette" est réduit au maximum par prédation, dessiccation,...

Ces phases de repos ne doivent pas être trop longues afin que les processus épuratoires puissent reprendre rapidement, dès la nouvelle phase d'alimentation. Le plus fréquemment, les filières "cultures fixées sur support fin" sont conçues sur la base de 3 plateaux alimentés chacun pendant 3 à 4 jours consécutifs.

b- Filtre planté à écoulement vertical

Les filtres sont des excavations, étanchées du sol, remplies de couches successives de gravier ou de sable de granulométrie variable selon la qualité des eaux usées à traiter.

L'influent brut est réparti directement, sans décantation préalable, à la surface du filtre. Il s'écoule en son sein en subissant un traitement physique (filtration), chimique (adsorption, complexation...) et biologique (biomasse fixée sur support fin).

Les eaux épurées sont drainées. Les filtres sont alimentés en eaux usées brutes par bâchées. Pour un même étage, la surface de filtration est séparée en plusieurs unités permettant d'instaurer des périodes d'alimentation et de repos.

Le principe épuratoire repose sur le développement d'une biomasse aérobie fixée sur un sol reconstitué. L'oxygène est apportée par convection et diffusion. L'apport d'oxygène par les racelles des plantes est, ici, négligeable par rapport aux besoins.

c- Filtre planté à écoulement horizontal

Dans les filtres à écoulement horizontal, le massif filtrant est en quasi-totalité saturé en eau. L'effluent est réparti sur toute la largeur et la hauteur du lit par un système répartiteur situé à une extrémité du bassin ; il s'écoule en suite dans un sens principalement horizontal au travers du substrat. La plupart du temps, l'alimentation s'effectue en continu car la charge organique apportée est faible.

L'évacuation se fait par un drain placé à l'extrémité opposée du lit, au fond et enterré dans une tranchée de pierres drainantes. Ce tuyau est relié à un siphon permettant de régler la hauteur de surverse, et donc celle de l'eau dans le lit, de façon à ce qu'il soit saturé pendant la période d'alimentation. Le niveau d'eau doit être maintenu environ à 5 cm sous la surface du matériau. En effet, l'eau ne doit pas circuler au-dessus de la surface pour ne pas court-circuiter la chaîne de traitement ; il n'y a donc pas d'eau libre et pas de risque de prolifération d'insectes.

L'hypothèse d'une amélioration notable de la conductivité hydraulique initiale, suite au développement racinaire intense des roseaux, tant en densité qu'en profondeur, n'a pas été confirmée. En fait, l'augmentation de la conductivité hydraulique grâce au développement racinaire est compensée en partie par l'accumulation de MES et de matière organique.

III.3.2.2. Cultures libres

a) Le lagunage naturel

L'épuration est assurée grâce à un long temps de séjour, dans plusieurs bassins étanches disposés en série. Le nombre de bassin le plus communément rencontré est de 3. Cependant, utiliser une configuration avec 4 voire 6 bassins permet d'avoir une désinfection plus poussée.

Le mécanisme de base sur lequel repose le lagunage naturel est la photosynthèse. La tranche d'eau supérieure des bassins est exposée à la lumière. Ceci permet l'existence d'algues qui produisent l'oxygène nécessaire au développement et maintien des bactéries aérobies. Ces bactéries sont responsables de la dégradation de la matière organique.

Le gaz carbonique formé par les bactéries, ainsi que les sels minéraux contenus dans les eaux usées, permettent aux algues de se multiplier. Il y a ainsi prolifération de deux populations interdépendantes : les bactéries et les algues planctoniques, également dénommées "microphytes". Ce cycle s'auto-entretient tant que le système reçoit de l'énergie solaire et de la matière organique.

En fond de bassin, où la lumière ne pénètre pas, ce sont des bactéries anaérobies qui dégradent les sédiments issus de la décantation de la matière organique. Un dégagement de gaz carbonique et de méthane se produit à ce niveau.

b) Lagunage aéré

L'oxygénation est, dans le cas du lagunage aéré, apportée mécaniquement par un aérateur de surface ou une insufflation d'air. Ce principe ne se différencie des boues activées que par l'absence de système de recyclage des boues ou d'extraction des boues en continu. La consommation en énergie des deux filières est, à capacité équivalente, comparable (1,8 à 2 kW/kg DBO5 éliminée).

Dans l'étage d'aération, les eaux à traiter sont en présence de micro-organismes qui vont consommer et assimiler les nutriments constitués par la pollution à éliminer. Ces micro-organismes sont essentiellement des bactéries et des champignons (comparables à ceux présents dans les stations à boues activées).

Dans l'étage de décantation, les matières en suspension que sont les amas de micro-organismes et de particules piégées, décantent pour former les boues. Ces boues sont pompées régulièrement ou enlevées du bassin lorsqu'elles constituent un volume trop important. Cet étage de décantation est constitué d'une simple lagune de décantation, voire ou de deux bassins qu'il est possible de by-pass séparément pour procéder à leur curage

En lagunage aéré, la population bactérienne sans recirculation conduit :

- ✓ À une densité de bactéries faible et à un temps de traitement important pour obtenir le niveau de qualité requis ;
- ✓ À une floculation peu importante des bactéries, ce qui contraint à la mise en place d'une lagune de décantation largement dimensionnée.

c) Lagune à macrophytes

Les lagunes à macrophytes reproduisent des zones humides naturelles comportant une tranche d'eau libre, tout en essayant de mettre en valeur les intérêts des écosystèmes naturels. Elles sont peu utilisées, mais sont souvent réalisées pour des traitements tertiaires à la suite de lagunage naturel ou de lagunage aéré.

Les macrophytes utilisés sont des plantes immergées flottantes ou enracinées. Cette filière est généralement utilisée en vue d'améliorer le traitement (sur les paramètres DBO5 ou MES) ou de l'affiner (nutriments, métaux,..). Cependant l'utilisation d'une lagune de finition à microphytes permettra d'obtenir de meilleurs rendements et sera plus commode d'entretien.

❖ **Avantages et inconvénients des filières extensives**

Le tableau suivant, nous informe sur les avantages et inconvénients des systèmes d'épuration extensifs vue précédemment.

Tableau III.2 : avantages et inconvénients des filières extensives

Filière	Avantages	Inconvénients
Infiltration percolation sur sable	<ul style="list-style-type: none"> _ Excellents résultats sur la DBO5, la DCO, les MES et nitrification poussée ; _ Superficie nécessaire bien moindre que pour un lagunage naturel ; _ Capacité de décontamination intéressante. 	<ul style="list-style-type: none"> _ Nécessité d'un ouvrage de décantation primaire efficace ; _ Risque de colmatage à gérer ; _ Nécessité d'avoir à disposition de grandes quantités de sables ; _ Adaptation limitée aux surcharges hydrauliques
Filtres plantés à écoulement vertical	<ul style="list-style-type: none"> _ Facilité et faible coût d'exploitation. Aucune consommation énergétique si la topographie le permet ; _ Traitement des eaux usées domestiques brutes ; _ Gestion réduite au minimum des dépôts organiques retenus sur les filtres du 1^{er} étage ; _ Bonne adaptation aux variations saisonnières de population 	<ul style="list-style-type: none"> _ Exploitation régulière, faucardage annuel de la partie aérienne des roseaux, désherbage manuel avant la prédominance des roseaux ; _ Utiliser cette filière pour des capacités supérieures à 2 000 EH reste très délicat pour des questions de maîtrise de l'hydraulique et de coût par rapport aux filières classiques ; _ Risque de présence d'insectes ou de rongeurs
Filtres plantés de roseaux à écoulement horizontal	<ul style="list-style-type: none"> _ Faible consommation énergétique ; _ Pas de nuisance sonore et bonne intégration paysagère ; _ Aucune nécessité d'une qualification poussée pour l'entretien ; _ Bonne réaction aux variations de charge. 	<ul style="list-style-type: none"> _ Forte emprise au sol, abords compris. Celle-ci est de l'ordre de 10 m²/EH (équivalente à l'emprise d'une lagune naturelle). _ Une installation pour des tailles de 2000 à 15 000 EH peut s'envisager sous réserve d'une réflexion poussée des conditions d'adaptation des bases de dimensionnement et de l'assurance de la maîtrise de l'hydraulique
Lagunage naturel	<ul style="list-style-type: none"> _ Un apport d'énergie n'est pas nécessaire si le dénivelé est favorable ; _ L'exploitation reste légère mais, si le curage global n'est pas réalisé à temps, les performances de la lagune chutent très sensiblement ; _ Elimine une grande partie des nutriments: phosphore et azote (en été). _ Faibles rejets et bonne élimination des germes pathogènes en été ; _ S'adapte bien aux fortes variations de charge hydraulique ; _ Pas de construction "en dur", génie civil simple ; _ Bonne intégration paysagère ; _ Bon outil pour l'initiation à la nature ; _ Absence de nuisance sonore ; _ Les boues de curage sont bien stabilisées sauf celles présentes en tête du premier bassin. 	<ul style="list-style-type: none"> _ Forte emprise au sol (10 à 15 m²/EH) ; _ Coût d'investissement très dépendant de la nature du sous-sol. Dans un terrain sableux ou instable, il est préférable de ne pas se tourner vers ce type de lagune ; _ Performances moindres que les procédés intensifs sur la matière organique. Cependant, le rejet de matière organique s'effectue sous forme d'algues, ce qui est moins néfaste qu'une matière organique dissoute pour l'oxygénation du milieu en aval ; _ Qualité du rejet variable selon les saisons ; _ La maîtrise de l'équilibre biologique et des processus épuratoires restent limitée
Lagunage aéré	<ul style="list-style-type: none"> _ Tolérant aux variations de charges hydrauliques et/ou organiques importantes ; _ Tolérant aux effluents très concentrés ; _ Tolérant aux effluents déséquilibrés en nutriments (cause de foisonnement filamenteux en boues activées) ; _ Traitement conjoints d'effluents domestiques et industriels biodégradables. _ Bonne intégration paysagère ; _ Boues stabilisées. 	<ul style="list-style-type: none"> _ Rejet d'une qualité moyenne sur tous les paramètres ; _ Présence de matériels électromécaniques nécessitant l'entretien par un agent spécialisé _ Nuisances sonores liées à la présence de système d'aération ; _ Forte consommation énergétique

III.4. traitements tertiaires ou complémentaires [8]

En général, les techniques d'épuration, même les plus sévères, laissent passer dans l'eau épurée des matières organiques difficilement biodégradables et échappent à la meilleure décantation. Ainsi même après un traitement secondaire, l'eau véhicule presque toujours des micro-organismes et des micropolluants.

Dans le cas d'une éventuelle réutilisation de cette eau, il convient d'utiliser des procédés d'élimination de cette pollution résiduelle. On parlera donc de correction chimique ce qui permettra de donner à l'eau une qualité meilleure pour sa réutilisation.

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

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

Mais ces techniques restent pratiquement inutilisables dans les domaines de l'épuration des eaux usées.

On peut citer aussi par exemple : l'échange ionique et l'adsorption sur du charbon actif. Le coût excessif du traitement tertiaire explique pourquoi dans la majorité des stations d'épuration ce type de traitement est inexistant. Ce coût ne se représente pas seulement le prix des réactifs ou des équipements mais aussi celui d'un personnel hautement qualifié.

Conclusion

On peut dire qu'à partir d'une eau usée et grâce aux procédés de traitements, il est possible d'obtenir toute une gamme d'eaux de qualités différentes. A chacune de ces qualités peut correspondre un usage particulier. Il est clair que les traitements qui existent peuvent réduire les concentrations des polluants sous toutes leurs formes, à des niveaux qui sont actuellement considérés comme non dangereux. Toutefois, le procédé par boues activées est la technique la plus répandue dans le monde et notamment en Algérie grâce à ses bonnes performances épuratoires.

Chapitre IV

Procédés d'épuration par boues activées

CHAPITRE IV : PROCÉDE 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.

Les eaux usées urbaines sont généralement soumises dans les stations d'épuration à :

- ❖ des prétraitements de :
 - ✓ dégrillage
 - ✓ dessablage
 - ✓ déshuilage
- ❖ éventuellement à un traitement primaire de :
 - ✓ décantation
- ❖ et à un traitement secondaire,
 - ✓ le plus souvent, biologique par :
 - ⇒ **boues activées**
 - ✓ comprenant une décantation ;
- ❖ enfin, parfois à un traitement tertiaire
 - ✓ biologique d'élimination de l'azote et du phosphore,
 - ✓ chimique de précipitation et de décantation du phosphore,
 - ✓ physico - chimique de désinfection.

IV.1.Composants d'une unité biologique [8]

Une station de traitement par boues activées comprend dans tous les cas :

- Un bassin dit d'aération dans lequel l'eau à épurer est mise en contact avec la masse bactérienne épuratrice.

- Un clarificateur dans lequel s'effectue la séparation d'eau épurée et de la culture bactérienne.
- Un dispositif de recirculation des boues assurant le retour vers le bassin d'aération des boues biologique récupérées dans le clarificateur, cela permet de maintenir la quantité de micro-organisme constante pour assurer le niveau d'épuration recherché.
- Un dispositif de fourniture d'oxygène à la masse bactérienne présente dans le bassin d'aération.
- Un dispositif de brassage afin d'assurer au mieux le contact entre le micro-organisme et la nourriture, d'éviter les dépôts de favoriser la diffusion de l'oxygène

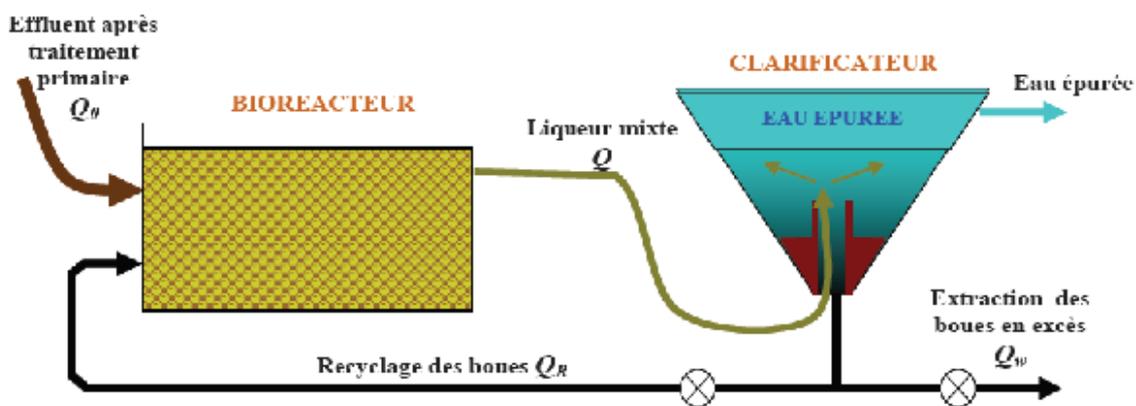


Figure. IV.1:schéma d'une station de traitement par boues activées

IV.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.

C'est un procédé à culture libre qui reproduit industriellement l'effet épurateur des rivières et des étangs mais avec accélération, le principe étant de maintenir en suspension des micro-organismes chargés de l'épuration (boues activées).

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

Dans le bassin d'aération, les micro-organismes utilisent les matières organiques biodégradables comme en formant des floes biologiques (boues activées) par apport intensif d'oxygène.

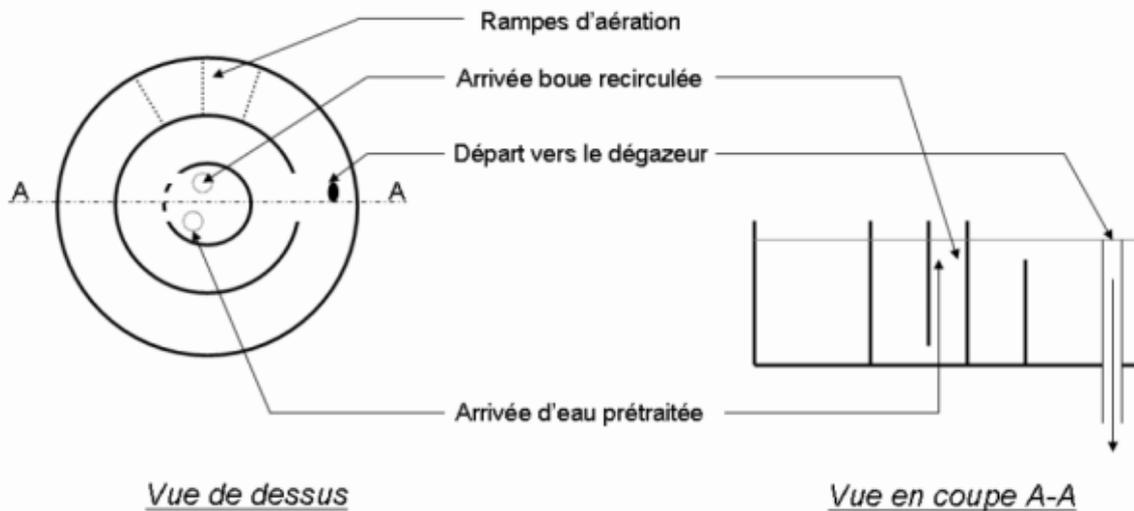


Figure IV.2 Schémas de fonctionnement du bassin d'aération

Ce procédé présente plusieurs avantages

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

- 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.

IV.2.1. Classement des procédés par boues activées

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

a. Charge massique

La charge massique C_m est le rapport entre la quantité de pollution journalière reçue en Kg de DBO_5 et la masse de boues activées MVS dans ce réacteur. Cette notion C_m est importante car elle conditionne pour les différents paramètres de boue le fonctionnement de la boue activée, tel que : [3]

- Le rendement épuratoire.
- La production des boues
- Le degré de stabilisation de boues en excès produites
- Les besoins en oxygène ramenés à la pollution éliminés.

b. Charge volumique

La charge volumique C_v est le rapport de la pollution journalière reçue en Kg de DBO_5 au volume du bassin d'aération. Cette donnée permet d'évaluer le volume de bassin et elle n'a aucune signification biologique.

c. Age des boues

L'âge des boues A_b est un rapport entre la masse des boues présentes dans le réacteur et la masse journalière des boues extraite de la station. Cette notion d'âge de boue traduit la présence ou l'absence de germe nitrifications.

Tableau IV.1 : classement des procédés par boues activées. [6]

Appellation	Charge massique C_m (Kg DBO_5 /Kg MES .j)	Charge volumique C_v (Kg DBO_5 /m ³ .j)	Agés des boues en jour	Rendement R d'élimination de la DBO_5
Faible charge	$C_m < 0,15$	$C_v < 0,40$	10 à 30	R ≥ 90% Nitrification possible
Moyenne charge	$0,15 ≤ C_m < 0,4$	$0,5 < C_v < 1,5$	4 à 10	R = 80 à 90% Nitrification possible aux températures élevées
Forte charge	$0,4 ≤ C_m < 1,2$	$1,5 < C_v < 3$	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.

- Sur des effluents industriels concentrés, les rendements d'épuration sont supérieurs à ceux annoncés ci-dessus.

IV.2.2. Besoins en oxygène [2]

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

IV.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 ($C_7H_9NO_3$ et $C_7H_9NO_2$). 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. [5]

IV.2.4. L'indice de Mohlman [4]

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 :

$$I_M = v/m \quad (IV - 1)$$

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.

IV.2.5. Effet de la température [1]

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.

IV.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.

IV.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.

IV.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 ci-après

IV.2.8.1.Procédé à forte charge

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

IV.2.8.2.Procédé à moyenne charge

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

IV.2.8.3.Procédé à faible charge

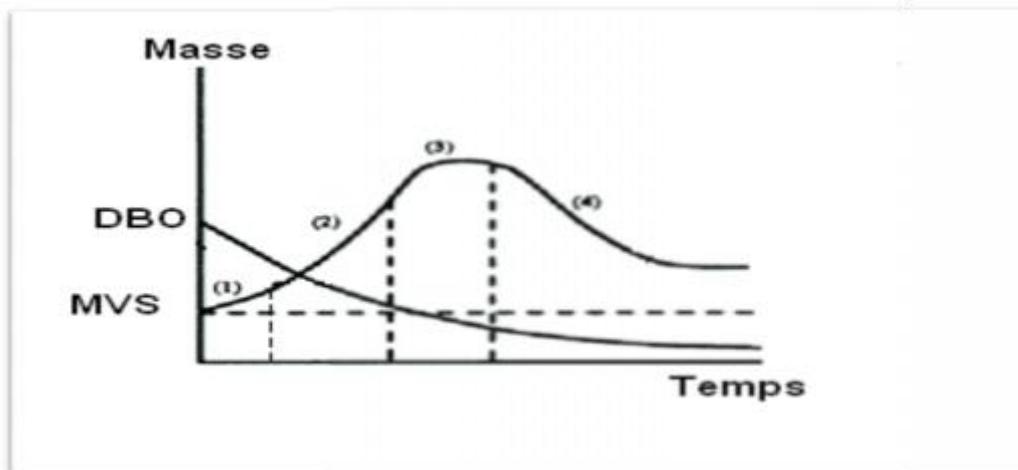
Ce procédé est utilisé pour le traitement des effluents à caractère domestique dominant de petites et moyenne collectivités.

Tableau.IV.2 : Avantages et inconvénients des différents procédés : [4]

	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 de personnel qualifié et d'une surveillance régulière ; - Décantabilité des boues pas toujours aisée à maîtriser.
Faible charge	<ul style="list-style-type: none"> - Assure une bonne élimination de DBO_5 - Résiste mieux aux fluctuations de charge polluante ; - L'exploitation de telles stations est très simplifiée ; - Prend un petit espace dans le terrain. 	<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.

IV.2.9. Evolution de la matière organique en présence d'une masse bactérienne

Lorsqu'on apporte des matières organiques dans un milieu microbien, et si celui-ci n'est pas dépourvu en éléments nutritifs, on assiste à une évolution progressive de la masse microbienne suivant cinq phases principales (figure IV.6):

**Figure. IV.3:** Progression de la masse microbienne

Phase I : de latence :

Pendant laquelle les micro-organismes s'adaptent au milieu nutritif. La vitesse de croissance est nulle, la DBO_5 reste pratiquement constante.

Phase II : de croissance exponentielle

Pendant cette phase, le milieu riche en nourriture, permet un développement rapide des bactéries. La consommation d'oxygène est élevée par suite de l'activité intense de synthèse

cellulaire. Ainsi la DBO diminue rapidement par contre la masse des matières volatiles en suspension augmente et la masse d'oxygène présente dans le milieu décroît.

$$\frac{dX}{dt} = \mu X$$

X : La masse bactérienne présente au temps (t)

μ : Taux de croissance en j^{-1}

Par intégration de l'équation précédente, on aura : $X = X_o \cdot e^{(\mu t)}$

X_o : La masse bactérienne présente au temps t_o

Phase III : croissance ralentie

Cette phase est marquée par un appauvrissement du milieu en nourriture entraînant un ralentissement de la synthèse cellulaire. On observe alors un début de plafonnement de la masse de MVS

$$\frac{dX}{dt} = K \cdot X \cdot S \quad (IV - 2)$$

On définit la notion du rendement comme suit :

$r = \frac{\Delta X}{\Delta S}$ qui est exprimé en mg/l de biomasse formée par mg/l de substrats éliminés.

$\Delta X = r \Delta S$ soit encore $dX/dt = r(dS/dt)$

En posant $K'' = K/r$ on a : $dX/dt = K'' \cdot S \cdot X$

En intégrant, on aura : $S_f = S_o \cdot e^{(-K'' \cdot T)}$

Et par un développement en série de TAYLOR on aura :

$$S_f/S_o = 1 / (1 + K'' \cdot T) \quad (IV - 3)$$

Sf : Quantité de substrat final (DBO final)

S_o : Quantité de substrat initial (DBO initial)

Phase IV : stationnaire

Les bactéries continuent à se diviser, mais en utilisant les réserves accumulées au cours des stades précédents. Et on a :

$$\frac{dX}{dt} = -bX \quad (IV - 4)$$

dX/dt : Vitesse de disparition du substrat

b : Taux de mortalité

Phase V : de déclin ou phase endogène

L'épuisement du milieu en matières organiques, provoque la mort de nombreux micro-organismes. Il se passe alors une auto-oxydation c'est la phase endogène. L'oxygène apporté est utilisé par les bactéries pour leur propre transformation en produits finaux (CO₂, H₂O, NO₂...).

Le traitement par boues activées développera trois principaux procédés de traitement :

1. Boues activées à forte charge
2. Boues activées à moyenne charge
3. Boues activées à faible charge

IV.3. Le Traitement Secondaire (Clarificateur)

Les systèmes à bassins séparés utilisent, pour la séparation de l'eau traitée et des boues des clarificateurs auxquels, on donne aussi le nom de décanteurs secondaires.

Pour que la décantation secondaire en boues activées soit efficace, deux conditions essentielles doivent être vérifiées:

- ✓ La surface de séparation des boues sédimentaires et du surnageant se maintient à une distance stable de la zone de surverse.
- ✓ Cette distance doit être la plus importante possible.

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

- ✓ Système à bassins séparés: la décantation et l'aération seront alors dans deux bassins distincts;
- ✓ Système combiné: les phases de décantation et d'aération ont lieu dans le même ouvrage. La séparation du floc bactérien et de la liqueur interstitielle, ou clarification, est normalement assurée par décantation.



Figure. IV.4 : décanteur secondaire (clarificateur)

IV.4. Traitement Tertiaire (Désinfection)

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

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

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

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

Conclusion

On a examiné tous les types de traitement par voie biologique et on propose l'adoption du processus par boue activée comme moyen de traitement, en raison du bon rendement épuratoire qu'il procure et la disponibilité du terrain d'implantation (8 hectares environ).

Chapitre V

Traitement des boues

CHAPITRES V : TRAITEMENT DES BOUES

Introduction

Depuis plusieurs décennies, la plupart des pays, ont mis en place des stations d'épuration dans le cadre de la politique publique de préservation de la qualité des eaux naturelles. Mais celles-ci génèrent un sous-produit inévitable qui sont les boues d'épuration et dont l'élimination fait partie des problèmes environnementaux actuels.

En effet, les eaux usées sont collectées puis acheminées vers les stations d'épuration où elles sont traitées. En fin de traitement, à la sortie de la station, l'eau épurée est rejetée dans le milieu naturel mais il demeure des résidus d'épuration qui sont les boues résiduaires. Elles sont composées d'eau et de matières sèches contenant des substances minérales et organiques. Les stations d'épuration produisent des boues liquides, pâteuses ou solides en fonction de leur siccité (pourcentage de matière sèche qu'elles contiennent).

V.1.Origine et composition des boues d'épuration

La composition des boues urbaines dépend de la nature de charge polluante des effluents bruts et des techniques de traitement.

Plusieurs types de boues doivent être différenciés en fonction de leur origine, dans la mesure où leur traitement doit être conçu différemment.

On rencontre ainsi des boues primaires, secondaires et des boues physico-chimiques.

V.1.1.Les boues primaires

Elles proviennent du décanteur primaire et correspondent en grande partie au piégeage de la pollution particulaire d'entrée. Dans le cas où la pollution colloïdale doit être piégée, l'ajout de réactifs chimiques (coagulants et flocculant) est nécessaire. [5]

Leurs principales caractéristiques sont :

- d'avoir une bonne aptitude à la décantation, ce qui permet l'obtention de
- concentrations élevées par simple épaissement car elles contiennent des particules de grosse taille et de densité élevée.
- d'être favorable à la déshydratation et donc aux traitements visant à les épaisir ;
- d'avoir une teneur importante en matières organiques, fonction de la typologie des eaux d'entrée. Ce taux de matières organiques par rapport aux MES (matières en suspension) diminue lors des épisodes pluvieux ou lors d'ajout de réactifs chimiques (et plus particulièrement lors d'ajout de coagulants minéraux).

A titre d'information, les rendements obtenus peuvent être les suivants :

Tableau V.1 : les rendements de traitement primaire

	DCO	DBO5	MES
Traitement primaire simple	25 à 30 %	25 à 30 %	55 à 65 %
Traitement primaire avec réactifs chimiques	55 à 60 %	55 à 60 % >	> à 70 %

V.1.2. Boues secondaires

Les boues secondaires, ou biologiques, proviennent du traitement biologique qui est possible grâce aux micro-organismes épurateurs du milieu, essentiellement des bactéries. Sous l'effet des paramètres de fonctionnement retenus sur le réacteur biologique, les bactéries libres épuratrices du départ vont adopter une structure en floccs. Ceux-ci sont de taille différente selon la charge massique retenue dans le système et de qualité différente (taux de MVS) selon la part d'auto oxydation de la biomasse, dépendante aussi de la charge massique et de la typologie des eaux d'entrée (fraction des MVS sur les MES).

La formation de floccs va faciliter la rétention par décantation de la biomasse au sein du clarificateur.

En fonction de la charge massique retenue (quantité de MO entrante, quantité de biomasse présente dans le bassin), on distingue :

- les boues dites d'aération prolongée ($C_m \leq 0.1 \text{ kg de DBO5/kg MVS}$) avec un taux de MVS de l'ordre de 65 à 70 %
- les boues dites de moyenne charge ($C_m \leq 0.5 \text{ kg de DBO5/kg MVS}$) avec un taux de MVS de 70 à 75 %.
- les boues dites de forte charge ($C_m > 0.5 \text{ kg de DBO5/kg MVS}$) avec un taux de MVS supérieur de 80 %

Les boues secondaires ou biologiques ont pour caractéristiques :

- d'être peu favorable à la déshydratation, ce qui engendre des coûts supplémentaires pour l'épaississement.
- d'être de qualité variable suivant les paramètres de fonctionnement fixés ou subis qui engendrent des siccités différentes.

V.1.3. 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.

V.1.4. 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.

V.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.

V.3. Filières de traitement de boues

La maîtrise et la valorisation des boues d'épuration sont devenues une priorité pour l'avenir, face à l'expansion des zones urbaines, à la multiplicité des sites de dépollution, et à la législation toujours plus contraignante. Les boues ainsi issues des différentes étapes de traitement des eaux, ont vu leur volume considérablement augmenter ces dernières années. Les filières de traitement des boues se sont ainsi développées et améliorées en parallèle des sites de dépollution des eaux. La destination finale des boues conditionne le choix de traitement.

En fonction de leur devenir, les boues sont soumises à un cahier des charges précis régissant leur qualité. Ces filières ont pour objectifs principaux, de produire une boue de meilleure qualité en moindre quantité tout en générant des boues sans risques pour l'environnement.

Tableau V.2 : Opération du traitement des boues [5]

Opérations	But
Concentration Épaississement	Éliminer 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.

V.3.1.Épaississement des boues

Le premier stade de la déshydratation est l'épaississement induisant une réduction importante du volume des boues issues des traitements biologiques ou physico-chimiques des effluents urbaines.

De nombreuses techniques sont utilisées pour réaliser l'épaississement des boues :

- L'épaississement gravitaire ou décantation ;
- La flottation ;
- L'égouttage ;
- La centrifugation.

V.3.1.1.Épaississement gravitaire

Les épaississements peuvent être de type statique ou mécanique ;

Le taux optimal de l'épaississement est atteint en général après 24h de sédimentation, L'optimisation technico-économique de l'épaississement des boues fraîches réside dans une opération de séparation des boues primaires (par épaississement statique) et des boues biologiques (par épaississement dynamique) avant leur mélange au niveau de la déshydratation.

V.3.1.2. Épaississement dynamique

Épaississement par flottation

La flottation est un procédé particulièrement adopté aux boues biologiques, elle s'opère par production de microbulles d'air.

La flottation des boues biologique en excès est dite "directe" si l'épuration biologique est précédée d'un traitement primaire.

L'épaississement des boues par flottation peut se réaliser dans des ouvrages rectangulaires ou circulaires.

Epaississement par égouttage

L'épaississement des boues peut s'opérer dans le cas de petite station d'épuration par une table d'égouttage. Il s'agit d'un système sommaire de pressage qui permet d'obtenir des siccités de l'ordre de 6 % à 7% sur des boues en excès, préalablement conditionnées par des polymères avant stockage en silo.

Epaississement par centrifugation

L'épaississement des boues peut être aussi réalisé par centrifugation cette technique paraît bien adaptée à l'épaississement des boues activées.

V 3.2. Stabilisation des boues

Le traitement de stabilisation des boues est indispensable afin d'assurer la réduction de leur pouvoir fermentescible. Ils s'appliquent aux boues mixtes fraîches, aux boues secondaires ou à l'ensemble des boues.

Il existe divers types de stabilisation des boues :

- Stabilisation biologique aérobie ou anaérobie ;
- Stabilisation chimique ;
- Stabilisation thermique.

V 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.

V 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.

V.3.2.3. Stabilisation chimique

La stabilisation chimique des boues est obtenue par adjonction de chaux qui, par augmentation du pH, bloque les fermentations ; ce qui évite les dégagements de mauvaises odeurs. Les doses de chaux $\text{Ca}(\text{OH})_2$ à mettre en œuvre sont de l'ordre de 8 % à 10 % de la concentration des boues solides dans le cas des boues urbaines.

L'intérêt de cette stabilisation réside dans le fait que l'on apporte au moment de l'épandage un appoint en calcium qui peut être bénéfique pour la culture ; l'inconvénient major est le coût de ce traitement.

V.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° C- 220° C) induisant une destruction totale des germes.

V.3.3. Déshydratation des boues

La déshydratation des boues constitue la deuxième étape de réduction du volume des boues. Elle s'opère sur des boues épaissies, stabilisées ou non, en vue d'une élimination plus ou moins poussée de leur humidité résiduelle de manière à leur rendre pelle tables (Siccité de 16 % à 30 %). La déshydratation modifie l'état physique des boues, celles-ci passant de l'état liquide à l'état pâteux ou solide.

Plusieurs techniques de déshydratation ont été mise en œuvre sur des boues urbaines préalablement conditionnées.

V.3.3.1. Lits de séchage naturels

C'est une technique de déshydratation naturelle, le système consiste à sécher les boues à l'air libre sur les lits de séchage drainés

Les lits de séchage sont constitués d'une couche de sable lavé surmontant des couches de granulométrie plus importante incluant le réseau de drainage. L'amélioration des rendements des lits se fait par l'ajout de polymères qui permet d'augmenter considérablement la vitesse de drainage.

V.3.3.2. Lits de séchage à plantations macrophytes

Le traitement des boues par des roseaux est basé sur le principe d'une déshydratation sur lits de séchage plantés de macrophytes (roseaux). Il s'agit d'un procédé de filtration des boues sur massif filtrant planté de roseaux. Les boues sont extraites directement du bassin d'aération

vers ce massif filtrant en couches successives. Les roseaux constituent un véritable réseau de drainage de l'eau.

V.3.3.3. Déshydratation mécanique

Les techniques de déshydratation mécanique sont les suivantes :

- Les filtres à bandes et les centrifugeuses (à noter que les centrifugeuses donnent selon leur réglage des boues liquides ou pâteuses) donnent des boues plutôt pâteuses en raison de performances de déshydratation qui plafonnent à 18-20 % de siccité pour la première famille de matériels, et 20-25 % de siccité pour la seconde.
- Les filtres-presses produisent par contre des boues de structure solide (30 à 35 % de siccité) car conjuguant un conditionnement au lait de chaux et des pressions élevées. Ces matériels sont réservés aux installations les plus importantes, car elles sont plus coûteuses et contraignantes d'emploi que les filtres à bande et les centrifugeuses. Des perfectionnements technologiques sont régulièrement enregistrés

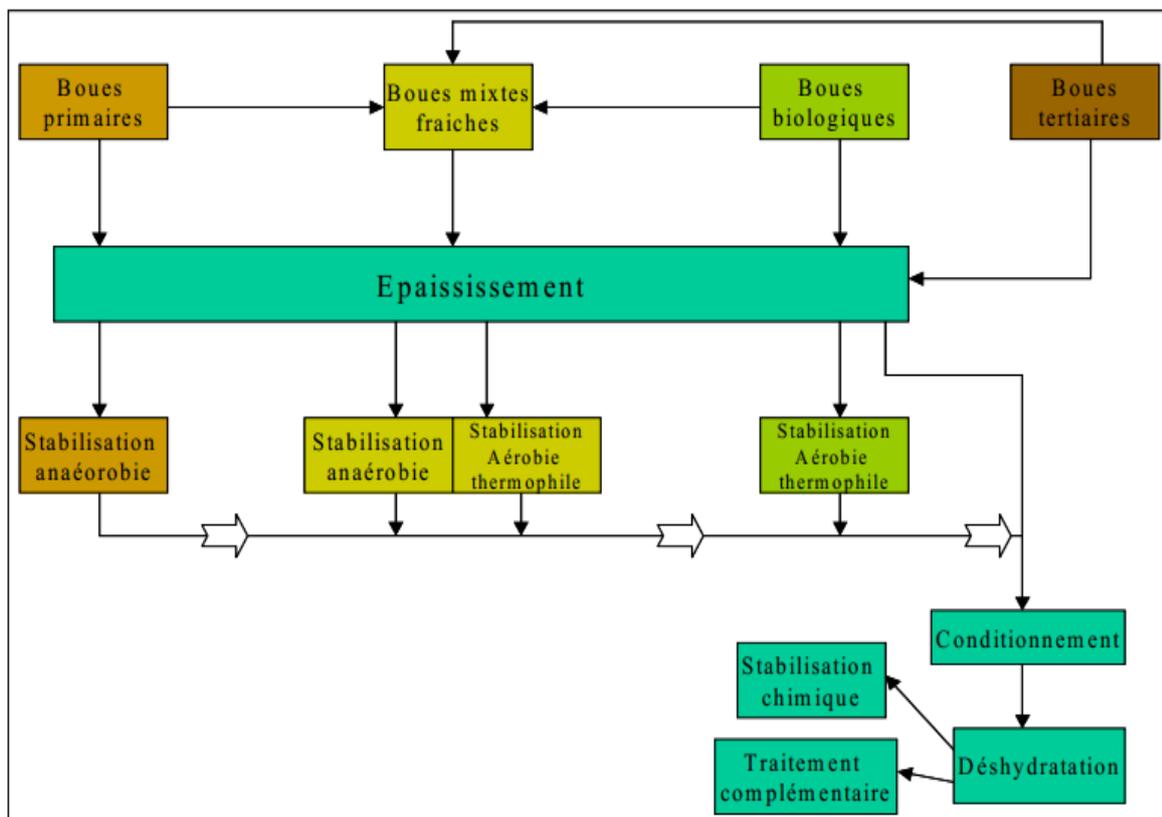


Figure V.2 : schéma général des traitements des boues.

V.3.4. 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.

V.3.5. 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.

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.

V.4. Destination finale des boues

V.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.

V.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. [5]

V.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 résiduaires. 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 VI

Dimensionnement de la station d'épuration

CHAPITRE VI : DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'EPURATION

Introduction

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

VI. Calculs de base pour le dimensionnement

VI.1.1. Estimation des débits

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 qui est prise égale à 150 l/hab/j selon la DRE de Tébessa.

Aussi les besoins en eau des équipements sont évalués en utilisant un taux de majoration de **20%** 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 :

$$Q_c = N_{br\ hab} \times D \quad (VI - 1)$$

Avec :

- N : nombre d'habitant.
- D : dotation (150l/hab/j).

➤ Calcul du débit des équipements

Il est donné par la relation suivante :

$$Q_{equip} = Q_c \times 0,2 \quad (VI - 2)$$

Avec :

- ✓ Q_c : Débit de consommation en eau potable.
- ✓ 0.2 : 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).

$$Q_{cons\ tot} = Q_c + Q_{equip} \quad (VI - 3)$$

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

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

Agglomération	HORIZONS	
	2030	2045
Population	246508	317428
$Q_{Consommé\ en\ eau\ potable} (m^3/j)$	36976.2	47614.2
$Q_{equip} (m^3/j)$	7395.24	9522.84
$Q_{cons\ tot} (m^3/j)$	44371.44	57137.04

VI.1.2. Evaluation des rejets

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

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

Pour l'horizon 2030

❖ 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 :

$$Q_{moy\ j} = Q_{cons\ t} \times C_{rj} \quad (VI - 4)$$

Avec :

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

$$\text{Donc : } Q_{moy\ j} = 44371.44 \times 0,8 = 35497.15 \text{ m}^3/j \Rightarrow Q_{moy, j} = 35497.15 \text{ m}^3/j$$

❖ Débit moyen horaire

Il est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy, h} = \frac{Q_{moy, j}}{24} \quad (VI - 5)$$

$$Q_{moy, h} = \frac{35497.15}{24} = 1479.05 \text{ m}^3/\text{h} \quad \Rightarrow \quad Q_{moy, h} = 1479.05 \text{ m}^3/\text{j}$$

❖ Débit de pointe

On distingue les débits suivants :

✓ Débit de pointe en temps sec :

On le calcule par la relation suivante :

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

Avec :

$$K_p = \begin{cases} 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_m}} & \text{si } Q_{moy, j} \geq 2,8 \text{ l/s.} \\ 3 & \text{si } Q_{moy, j} < 2,8 \text{ l/s.} \end{cases}$$

Dans notre cas le $Q_{moy, j} = 410.84 \text{ l/s}$

D'où le calcul du débit de pointe sera :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{410.84}} = 1.62 \quad Q_{pts} = 1.62 \times 410.84 = 665.56 \text{ l/s}$$

$$Q_{pts} = 2396 \text{ m}^3/\text{h}$$

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

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

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

On prend $Q_{ptp} = 3 \times Q_{pts}$

$$\text{Donc } Q_{ptp} = 0.665 \times 3 = 1.995 \text{ m}^3/\text{s} \quad Q_{ptp} = 7188 \text{ m}^3/\text{h}$$

✓ 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 :

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

$$Q_d = \frac{35497.15}{16} = 2218.57 \text{ m}^3/\text{h}$$

VI.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 DBO5 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 VI.2 : Les valeurs des charges polluantes pour divers types de réseau

Type de réseau	DBO5 g/ EH /j	MES g/ EH /j
Séparatif	54	70
Unitaire	70	70 à 90
Pseudo séparatif	60	80

Comme on a un réseau unitaire on prend

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

VI.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. [2]

❖ Calcul de la population équivalente

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

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

Avec :

- ✓ NEH : 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 :

$$Qr = Q_{eq} \times 0.8 = 7395.24 \times 0.8 = \mathbf{5916.19 \text{ m}^3/j}$$

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

$$V = D \times cr \quad (\text{VI} - 10)$$

Avec :

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

✓ Cr: coefficient de rejet = 0,8

$$V = 150 \times 0,8 = 120 \text{ l/hab/j}$$

On a alors :

$$\begin{aligned} 1 \text{ hab} &\rightarrow 120 \text{ l} \\ n &\rightarrow 5916.19 \times 10^3 \text{ l} \end{aligned}$$

$$\mathbf{n = 49302 \text{ habitant}}$$

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

$$\mathbf{NEH = 246508 + 49302 = 295810 \text{ habitant.}}$$

VI.1.3.2. La charge moyenne journalière en DBO5

$$L_0 \left(\frac{kg}{j} \right) = DBO5 \times NEH = 70 \times 295810.10 = 20706.7 \text{ kg/j} \quad \mathbf{L_0 = 20706.7 \text{ kg/j}}$$

$$CDBO5 = L_0 / Q_j (m^3/j) = 20706.7 / 35497.15 = 0.583 \text{ g/l} \quad \mathbf{CDBO5 = 583 \text{ mg/l}}$$

- ✓ L_0 : charge moyenne journalière en DBO₅
- ✓ CDBO₅ : la concentration en DBO₅ moyenne.
- ✓ Q_j : débit moyen journalier en m³ /j.

VI.1.3.3. La charge en MES

$$\mathbf{N_0 = MES \times NEH = 80 \times 295810 = 23664.8 \text{ kg/j} \quad N_0 = 23664.8 \text{ kg/j}}$$

$$\mathbf{CMES = N_0 / Q_j (m^3/j) = 23664.8 / 35497.15 = 0.667 \text{ g/l} \quad CMES = 667 \text{ mg/l}}$$

- ✓ N_0 : charge moyenne journalière en MES.
- ✓ CMES: la concentration moyenne en MES.

Remarque :

On utilise la même méthode de calcul pour l'horizon 2045 et les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

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

Désignation des données de base du projet	Horizon 2030	Horizon 2045
Coefficient de rejet	80 %	80 %
Consommation en eau potable totale (m ³ /j)	44371.44	57137.04
Population équivalente (EH).	295810	396785
Débit moyen en eaux usées (m ³ /j)	35497.15	45709.63
Débit moyen horaire de rejet (m ³ /h)	1479.05	1904.57
Coefficient de pointe par temps sec	1,62	1.6
Débit de pointe par temps sec (m ³ /h)	2396	3047.31
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)	7188	9141.93

Charges polluantes (DBO₅, MES)		
Charge journalière en (DBO ₅) (kg/j)	20706.7	27774.95
Concentration de l'effluent en (DBO ₅) (mg/l)	583	583
Charge journalière en (MES) (kg/j)	23664.8	31742.8
Concentration de l'effluent en (MES) (mg/l)	667	667

VI.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 aérobic
- Lit de séchage

Remarque

On dimensionne le déversoir d'orage dans le chapitre suivant (chapitre VII : Calcul hydraulique).

VI.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.

VI.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 :

- a) Dégrillage grossier qui arrête les objets volumineux (appelé aussi pré dégrillage), l'écartement entre les barreaux est supérieur à 40mm.
- b) Dégrillage fin retient les détritux 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 :

$$L = \frac{S \cdot \sin \alpha}{h_{\max} (1 - \beta) \sigma} \quad (m) \quad (\text{VI} - 11)$$

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). $h_{\max} = (0,15 - 1.5)$ [3]
- ✓ β : Fraction de surface occupée par les barreaux.

$$\beta = \frac{d}{d+e} \quad (\text{VI} - 12)$$

Tel que :

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

Tableau VI.4: Espacement et épaisseur des barreaux. [3]

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 :

$$S = \frac{Q_{\text{ptp}}}{V} \quad (\text{VI} - 13)$$

- ✓ 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 :

(VI - 14)

$$L = \frac{Q_{\text{ptp}} \cdot \sin \alpha}{V \cdot h_{\max} \cdot (1 - \beta) \cdot \sigma}$$

Horizon 2030

➤ **Pour le dégrillage grossier**

- ✓ $\alpha = 60^\circ$
- ✓ $Q_{ptp} = 7188 \text{ m}^3/\text{h} = 2 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ $V = 1.4 \text{ m/s}$
- ✓ $h_{\max} = 1.4 \text{ m}$
- ✓ $d = 2\text{cm}$
- ✓ $e = 8\text{cm}$
- ✓ $\beta = 0.2$
- ✓ $\delta = 0.5$ grille automatique

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

Alors :

$$L = \frac{2 \times \sin 60}{1.4 \times 1.4 \times (1 - 0.2) \times 0.5} = \mathbf{2.2 \text{ m}}$$

➤ **Pour le dégrillage fin**

- ✓ $d = 1\text{cm}$
- ✓ $e = 1\text{cm}$
- ✓ $\beta = 0.5$

En utilisant la même formule, on obtient : **L= 3.53m.**

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 :

$$\Delta H = \beta' \left(\frac{d}{e}\right)^{4/3} \frac{V^2}{2g} \sin \alpha \quad (\text{VI} - 15)$$

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: [1]

Tableau VI.5: les valeurs de β' en fonction de la forme des barreaux.

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**

$$\Delta H = 1,79 \times (2/8)^{1.33} \times ((1.4)^2/19,62) \times 0,87 = \mathbf{0,025\ m}$$

❖ **Grille fine**

$$\Delta H = 1,79 \times (1/1)^{1.33} \times ((1.4)^2/19,62) \times 0,87 = \mathbf{0,16\ m}$$

➤ **Evaluation des refus des grilles**

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

Soit :
$$\frac{12}{e} \leq V \leq \frac{15}{e} \quad (\text{VI} - 16)$$

e: espacement entre les barreaux en cm.

❖ **Grille grossière**

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

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

❖ **Grille fine**

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

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

Les caractéristiques de dégrilleur à l'horizon 2030 et 2045 sont représentées sur le tableau suivant car on a utilisé les mêmes méthodes de calcul.

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

Ouvrage : dégrilleur	Unité	Horizon 2030	Horizon 2045
Débit de la station.	m ³ /s	2	2.54
Grille grossière			
Epaisseur des barreaux d	cm	2	2
Espacement des barreaux e	cm	8	8
β	-	0.2	0.2
Perte de charge	m	0.025	0.025
Largeur du dégrilleur	m	2.2	2.8
Volume max	l/EH/j	1.875	1.875

Ouvrage : dégrilleur	Unité	Horizon 2030	Horizon 2045
Volume min	l/EH/j	1.5	1.5
h max	m	1.3	1.3
Grille fine			
Epaisseur des barreaux d	cm	1	1
Espacement des barreaux e	cm	1	1
β	-	0.5	0.5
Perte de charge	m	0.16	0.16
Largeur du dégrilleur	m	3.53	4.49
Volume max	l/EH/j	15	15
Volume min	l/EH/j	12	12
h max	m	1.4	1.4

VI.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 dessableur-déshuileur de type aéré longitudinal, l'injection de l'air assure une turbulence constante qui évite le dépôt des matières organiques.

- ❖ 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 dessablage –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 :

$$\frac{V}{H} < \frac{V_e}{V_s} \quad (\text{VI} - 17)$$

Avec :

- ✓ V_e : la vitesse horizontale [vitesse d'écoulement est $0.2 < V_e < 0.5$ (m/s)] [3]
- ✓ V_s : Vitesse de sédimentation. [vitesse est : $40 < V_s < 70$ ($\text{m}^3/\text{m}^2/\text{h}$)] [3]
- ✓ L : Longueur de bassin.
- ✓ H : Profondeur de bassin.
- ✓ $L/H = (10 - 15)$ [3]
- ✓ Le temps de séjour et compris entre 3 à 10 minute en débit de pointe.
- ✓ $H = (1 - 2.5) \text{ m}$ [3]

On opte pour un dessableur-déshuileur de forme rectangulaire.

Horizon 2030

On a donc :

- ✓ $Q_{ptp} = 2 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ $V_e = 0.4 \text{ m/s}$
- ✓ $V_s = 50 \text{ (m}^3/\text{m}^2/\text{h)}$ (charge hydraulique)
- ✓ $H = 2 \text{ m}$
- ✓ $T_s = 2.4 \text{ mn}$

➤ **La surface horizontale**

On a : $H = 2 \text{ m}$, la surface horizontale Sh sera : $Sh = \frac{Q_{ptp}}{V_s} = \frac{7188}{50} = \mathbf{143.76 \text{ m}^2}$

a- Longueur

On prend : La hauteur $H = 2 \text{ m}$, $\frac{L}{H} = 10$ donc $L = \mathbf{20 \text{ m}}$

b- Largeur

$$l = \frac{S_h}{L} = \frac{143.76}{20} = 7.188 \text{ m}$$

➤ **Le volume**

$$V = Sh \times H = 287.52 \text{ m}^3 \rightarrow \mathbf{V = 287.52 \text{ m}^3}$$

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

La quantité d'air à insuffler varie de 1 à 1,5 m³ d'air/m³ d'eau. [1]

$$q_{air} = Q_{ptp} \cdot V \quad (\text{VI} - 18)$$

Avec :

- ✓ V : le volume d'air à injecter (m³).
- ✓ Q_{ptp} : débit de la station.

Donc:

$$Q_{air} = 2 \times 1.5 = 3 \text{ m}^3 \text{ d'air/s} = \mathbf{10800 \text{ m}^3 \text{ d'air/h}}$$

➤ **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]

$$\mathbf{MES = 70\% MVS + 30\% MM} \quad (\text{VI} - 19)$$

➤ La charge en MES à l'entrée de déssableur est : $\mathbf{MES = 23664.8 \text{ Kg/j}}$

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

$$MVS = 23664.8 \times 0.7 = 16565.36 \text{ Kg/j} \quad \mathbf{MVS = 16565.36 \text{ Kg/j}}$$

➤ Les matières minérales contenues dans les MES sont :

$$MM = 23664.8 \times 0.3 = 7099.44 \text{ Kg/j} \quad \mathbf{MM = 7099.44 \text{ Kg/j}}$$

➤ Les matières minérales éliminées

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

$$MMe = 7099.44 \times 0,7 = 4969.61 \text{ Kg/j} \qquad \qquad \qquad \mathbf{MMe = 4969.61 \text{ Kg/j}}$$

➤ Les matières minérales à la sortie de déssableur

$$MMs = MMt - MMe$$

$$MMs = 7099.44 - 4969.61 = 2129.83 \text{ kg/j} \qquad \qquad \qquad \mathbf{MMs = 2129.83 \text{ kg/j}}$$

➤ Les MES à la sortie de déssableur : $MESs = MVS + MMs$

$$MESs = 16565.36 + 2129.83 = 18695.19 \text{ kg/j} \qquad \qquad \qquad \mathbf{MESs = 18695.19 \text{ kg/j}}$$

Pour l'horizon 2045

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

$$Q_{ptp} = Q_{ptp}(2045) - Q_{ptp}(2030) = 2.54 - 2 = \mathbf{0.54 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Avec :

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

✓ MES à l'entrée = $31742.8 - 23664.8 = 8078 \text{ kg/j}$.

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

Ts: 5 minutes.

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 VI.7: Dimensionnement du déssableur-déshuileur.

Désignation	Unités	Horizons	
		2030	2045
Surface horizontale (Sh)	m ²	143.76	38.88
Volume (V)	m ³	287.52	77.76
Hauteur (H)	m	2	2
Largeur	m	7.188	11.71
Longueur	m	20	20
Temps de séjour par temps sec	min	2.4	2.4
Quantité d'air à injecter (q air)	m ³ d'air/h	10800	2916

Désignation	Unités	Horizons	
		2030	2045
Matières minérales en suspension totales (MM)	Kg/j	7099.44	2423.4
Matières minérales en suspension éliminées	Kg/j	4969.61	1696.38
Matières minérales en suspension restantes	Kg/j	2129.83	727.02
Matières volatiles en suspension totales	Kg/j	16565.36	5654.6
Matières en suspension restantes	Kg/j	18695.19	6381.62

Remarque :

Le déshuilage se déroule en même temps que le dessablage (c'est un ouvrage combiné), les huiles sont piégées dans une zone de tranquillisation à partir de laquelle sont raclées en surface.

VI.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.

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.

VI.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 :

$$V_{lim} = Q_{ptp}/S \quad (\text{VI} - 20)$$

- ✓ Q : débit de la station.
- ✓ S : surface totale
- Le temps de séjour est compris entre 1 et 2 heures. [3]
- La hauteur d'eau dans l'ouvrage est comprise entre 2m et 6m.

Horizon 2030

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

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

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

$K = Q_{pts} / Q_{moyh} = 1.62$ 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

$$Sh = Q_{ptp}/V_{lim} = 7188 / 2 = 3594 \text{ m}^2 \qquad \mathbf{Sh = 3594 \text{ m}^2}$$

Q_{ptp} : débit de la station.

a) Volume du décanteur

$$V = Q_{ptp} \times t_s = 7188 \times 1 = 7188 \text{ m}^3 \qquad \mathbf{V=7188 \text{ m}^3}$$

Avec :

T_s : temps de séjours

$1 \text{ h} < t_s < 2 \text{ h}$ On prend $t_s = 1 \text{ h}$

➤ La hauteur du décanteur

$$H = V / Sh = 7188 / 3594 = 2 \text{ m} \qquad \mathbf{H=2m}$$

Remarque

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

➤ Le diamètre du décanteur

$$D = \sqrt{\frac{4.V}{\pi.H}} = \sqrt{\frac{4 \times 7188}{3,14 \times 2}} = 67.66 \text{ m} \qquad \mathbf{D= 67.66 \text{ m}}$$

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

$$T_s = V / Q_{moy,h} = 7188/1479.05 = \mathbf{4.86 h}$$

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

$$T_s = V / Q_{ptp} = 7188/7188 = \mathbf{1h}$$

- ✓ Pour le débit de pointe par temps sec.

$$T_s = V/Q_{pts} = 7188/2396 = \mathbf{3h}$$

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]

$$DBO_5 = 20706.7 \text{ Kg/j.}$$

$$MES' = 18695.19 \text{ Kg/j.}$$

➤ **Les charges éliminées par la décantation primaire sont donc :**

$$DBO_{5e} = 0,3.DBO_5 = 0,3 \times 20706.7 = \mathbf{6212.01Kg/j}$$

$$MES_e = 0,6.MES' = 0,6 \times 18695.19 = \mathbf{11217.11Kg/j}$$

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

$$MES_s = MES' - MES_e = 18695.19 - 11217.11 = \mathbf{7478.08Kg/j}$$

$$DBO_{5s} = DBO_5 - DBO_{5e} = 20706.7 - 6212.01 = \mathbf{14494.69Kg/j}$$

L'horizon 2045

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

$$Q_{ptp} = Q_{ptp}(2045) - Q_{ptp}(2030) = 2.54 - 2 = 0.54 \text{ m}^3/\text{s}$$

Avec :

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

$$DBO_5 = DBO_5(2045) - DBO_5(2030) = 27774.95 - 20706.7 = \mathbf{7068.25 Kg/j}$$

$$MES = MES_s(2045) = \mathbf{6381.62Kg/j}$$

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

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

Désignation	Unité	2030	2045
Nombres de décanteurs	-	1	1
Débit	m^3/s	2	0.54
Surface horizontale	m^2	1797	972
Volume	m^3	3594	1944

Désignation	Unité	2030	2045
Hauteur d'eau + hauteur de revanche	m	2.75	2.75
Diamètre	m	68	35
MES entrées	Kg /j	18695.19	6381.62
DBO5 entrée	Kg /j	20706.7	7068.25
MES éliminée	Kg /j	11217.11	3828.97
DBO5 éliminée	Kg /j	6212.01	2120.48
MES sorties	Kg /j	7478.08	2552.65
DBO5 sortie	Kg /j	14494.69	4947.78

VI.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

VI.2.3.1. Dimensionnement du bassin d'aération

Le dimensionnement du bassin d'aération se fait sur la base des critères de base de charge massique (quantité de pollution organique exprimée en **DBO₅** apportée par jour dans le bassin par rapport à la quantité de boues présente dans le bassin), et de charge volumique (quantité de DBO5 apportée par volume du bassin) et d'autres paramètres intervenant dans le dimensionnement des ouvrages sont le temps de séjour de l'effluent dans le bassin et l'âge des boues qui doit être suffisamment grand pour assurer la stabilisation des boues.

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

➤ La charge massique (C_m)

C'est le rapport de la pollution exprimé en DBO₅ entrant par unité de masse de boues présentées.

$$C_m = \frac{DBO_5 \text{ entrée (Kg / j)}}{\text{masse du MVS dans le bassin (Kg)}} = \frac{L_0}{Xa.V} = \frac{L_0}{Xt} \text{ (Kg DBO}_5 \text{ / Kg.MVS.j)}$$

Pour le traitement à moyenne charge :

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

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

➤ La charge volumique (C_v) :

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

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

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

❖ **Le volume du bassin :**

$$V_a = \frac{L_0}{C_v} \quad (\text{VI} - 21)$$

Avec :

- ✓ C_v : Charge volumique (kg DBO₅/m³.j). $C_v = 1.4 \text{ Kg DBO}_5 / \text{m}^3 / \text{j}$
- ✓ L_0 : charge polluante à l'entrée du bassin (kg DBO₅/j). $L_0 = 14494.69 \text{ kg DBO}_5 / \text{j}$

$$\text{D'où : } V = \frac{L_0}{C_v} = \frac{14494.69}{1.4} = 10353.35 \text{ m}^3 \quad V = 10353.35 \text{ m}^3$$

- **La hauteur du bassin**

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

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

- **Surface horizontale du bassin**

$$S_h = \frac{V}{H} = \frac{10353.35}{4} = 2588.34 \text{ m}^2 \quad S_h = 2588.34 \text{ m}^2$$

- **La longueur du côté**

$$L = \sqrt{S_h} = \sqrt{2588.34} = 50.87 \text{ m} \quad L = 50.87 \text{ m}$$

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

$$X_a = \frac{L_0}{C_m} = \frac{14494.69}{0.5} = 28989.38 \text{ Kg} \quad X_a = 28989.38 \text{ Kg}$$

- **Concentration des boues dans le bassin**

$$[X_a] = \frac{X_a}{V} = \frac{28989.38}{10353.35} = 2.8 \text{ Kg/m}^3 \quad [X_a] = 2.8 \text{ Kg/m}^3$$

- **Calcul du temps de séjours**

a) Pour le débit moyen horaire

$$T_s = \frac{V}{Q_{moyh}} = \frac{10353.35}{1479.05} = 7 \text{ heures} \quad T_s = 7 \text{ h}$$

b) Pour le débit de pointe par temps sec

$$T_s = \frac{V}{Q_{pts}} = \frac{10353.35}{2396} = 4.32 \text{ h} \quad T_s = 4.32 \text{ h}$$

c) Pour le débit de pointe par temps de pluie

$$T_s = \frac{V}{Q_{ptp}} = \frac{10353.35}{7188} = 1.44 \text{ h} \quad T_s = 1.44 \text{ h}$$

VI.2.3.2. Concentration de l'effluent en DBO₅

$$S_0 = \frac{L_0}{Q_{moyj}} = \frac{14494.69}{35497.15} = 408.3 \text{ mg/l} \quad S_0 = 408.3 \text{ mg/l}$$

VI.2.3.3. La charge polluante à la sortie (Sf= 30 mg/l)

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

D'où la charge :

$$L_f = S_f \cdot Q_{moyj} = 0,03 \times 35497.15 = 1064.91 \text{ Kg DBO}_5 / \text{j}$$

$$L_f = 1064.91 \text{ Kg DBO}_5 / \text{j}$$

VI.2.3.4. La charge polluante éliminée L_e

$$L_e = L_0 - L_f = 14494.69 - 1064.91 = 13429.78 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

$$L_e = 13429.78 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

VI.2.3.5. Le rendement de l'épuration

$$\eta_{ep} = \frac{(L_0 - L_f)}{L_0} = \left(\frac{13429.78}{14494.69} \right) \times 100 = 92.6\% \quad \eta_{ep} = 92.6\%$$

VI.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 :

$$q_{O_2} = a' L_e + b' X_a (\text{Kg}/\text{j}) \quad (\text{VI} - 22)$$

- ✓ 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. [3]
 $0.48 < a' < 0.65$ **On prend $a' = 0.6$**
- ✓ b' : coefficient cinétique de respiration endogène. [3]
 $0.07 < b' < 0.11$ **on prend $b' = 0.08$**

❖ Les besoins journaliers en oxygène

$$q_{O_2} = (0.6 \times 13429.78) + (0.08 \times 28989.38) = 10377.02 \text{ KgO}_2/\text{j}$$

❖ La quantité d'oxygène horaire

$$q_{O_2/24} = \frac{10377.02}{24} = 432.38 \text{ KgO}_2/\text{h} \quad q_{O_2/24} = 432.38 \text{ KgO}_2/\text{h}$$

❖ La quantité d'oxygène nécessaire par m³ du bassin

$$q_{O_2/m^3} = \frac{q_{O_2}}{V} = 10377.02/10353.35 = 1.002 \text{ KgO}_2/\text{m}^3/\text{j}$$

❖ Les besoins en pointe horaire en oxygène

$$q_{o2pte} = \left(\frac{a'Le}{Td} \right) + \left(\frac{b'Xa}{24} \right) = \left(\frac{0.6 \times 13429.78}{16} \right) + \left(\frac{0.08 \times 28989.38}{24} \right) \quad (\text{VI} - 23)$$

Td : période diurne en heures Td= 16h

$$q_{o2pte} = 600.24 \text{ KgO}_2/\text{h}$$

VI.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.

$$q_{o2réel\text{pointe}} = \frac{q_{o2pte}}{\alpha \times \beta} \quad (\text{VI} - 24)$$

- ✓ 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.

$$\alpha = 0.8$$

- ✓ β comprise entre 0.8 et 0.95 on prend $\beta = 0.85$

$$q_{o2réel\text{pointe}} = \frac{600.24}{0.8 \times 0.85} = 882.71 \text{ KgO}_2/\text{h}$$

VI.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 sont souvent compris entre 1 et 2 kgO₂/kwh

$$E_n = \frac{Q_{o2réel\text{pte}}}{E_a} \quad (\text{VI} - 25)$$

- ✓ E_n : Puissance de l'aération nécessaire.
- ✓ $Q_{o2réel\text{pte}}$: besoin réel en oxygène de pointe (kg/h)
- ✓ E_a : quantité d'O₂ par unité de puissance.

On prend : $E_a = 1.5 \text{ kgO}_2/\text{ kWh [3]}$

$$\text{Donc : } E_n = \frac{600.24}{1.5} = 400.16 \text{ Kw}$$

$$E_n = 400.16 \text{ Kw}$$

❖ Puissance de brassage

La puissance de brassage est donnée par la relation suivante :

$$Eb = Sh \times Pa \quad (\text{VI} - 26)$$

- ✓ P_a : puissance spécifique absorbée.

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

- ✓ S_h : surface horizontale du bassin.

$$\text{Donc : } Eb = Sh \times Pa = 2588.34 \times 80 = 207067.2 \text{ w}$$

$$Eb = 207.067 \text{ Kw}$$

❖ **Calcul du nombre d'aérateurs dans le bassin**

$$Na = \frac{En}{Eb} = \frac{400.16}{207.067} = 1.93$$

On prend deux aérateurs (**Na=2**).

VI.2.3.9. Bilan des boues❖ **Calcul de la quantité de boues en excès**

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

$$\Delta X = X_{\min} + X_{dur} + a_m L_e - bX_a - X_{eff} \quad (\text{VI} - 27)$$

- ✓ X_{\min} : Boues minérales. (30 % de MES)
- ✓ X_{dur} : Boues difficilement biodégradables (appelées matières dures), elles représentent 0,3 à 0,35 des MVS.
- ✓ a_m : Coefficient de rendement cellulaire (g cellulaires formées/gDBO5éliminées).
- ✓ a_m Varie entre 0,55 < a_m < 0,65. On prend $a_m = 0.6$
- ✓ 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 **7478.08Kg/j**

$$X_{\min} = 0.3 \times 7478.08 = 2243.42 \text{ Kg/j}$$

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

$$X_{dur} = 0.3 (0.7 \times 7478.08) = 1570.39 \text{ Kg/j}$$

$$a_m L_e = 0.6 \times 13429.78 = 8057.87 \text{ Kg/j}$$

$$bX_a = 0.07 \times 28989.38 = 2029.26 \text{ Kg/j}$$

$$X_{eff} = 0.03 \times 35497.15 = 1064.91 \text{ Kg/j}$$

$$\text{Alors } \Delta X = 2243.42 + 1570.39 + 8057.87 - 2029.26 - 1064.91 = 8777.52 \text{ Kg/j}$$

$$\Delta X = \mathbf{8777.52 \text{ Kg/j}}$$

❖ **Concentration des boues en excès :**

$$X_m = \frac{1200}{I_m} \quad (\text{VI} - 28)$$

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) [2]
- ✓ 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.

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

$$\text{D'où } X_m = \frac{1200}{125} = 9.6 \text{ Kg} / \text{m}^3$$

$$\mathbf{X_m = 9,6 \text{ kg/m}^3}$$

❖ **Le débit de boues en excès**

$$\text{Ce débit est donné par : } Q_{\text{excès}} = \frac{\Delta X}{X_m} = \frac{8777.52}{9,6} \quad (\text{VI} - 29)$$

$$\mathbf{Q_{\text{excès}} = 914.33 \text{ m}^3/\text{j}}$$

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

$$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V} \quad (\text{VI} - 30)$$

✓ V : Volume du bassin

$$\text{Donc : } q_{sp} = \frac{8777.5}{10353.35} \quad q_{sp} = 0,85 \text{ Kg} / \text{m}^3 \cdot \text{j}$$

❖ **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**

Le taux de recyclage peut varier de 15 à 100% de débit de l'effluent produit. Il est donné par l'expression suivante :

$$R = \frac{100[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]} \quad (\text{VI} - 31)$$

R : taux de recyclage(%)

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

$$R = \frac{100 \cdot 2.8}{\frac{1200}{125} - 2.8} = 41.17\% \quad \mathbf{R = 41.17\%}$$

❖ **Le débit des boues recyclées**

$$Q_r = R Q_j = 0.411 \times 35497.15 = \mathbf{14614.18 \text{ m}^3/j} \quad (\text{VI} - 32)$$

❖ **Age des boues**

L'âge des boues est défini comme étant le rapport entre la quantité de boues présentes dans le bassin d'aération et la quantité de boues retirées quotidiennement.

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X} = \frac{28989.38}{8777.5} = 3.3 \text{ jours.} \quad (\text{VI} - 33) \quad \mathbf{A_b = 3.3 \text{ jours}}$$

VI.2.3.10. 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 débit de pointe en temps de pluie (de la station) : $\mathbf{Q_{ptp} = 7188 \text{ m}^3/h}$
- ✓ Vitesse ascensionnelle : ($2,5 < V_{asc} < 3$) on prend $V_{asc} = 2,5 \text{ m/h}$

❖ **Surface horizontale du décanteur**

$$Sh = Q_{ptp} / V_{asc} = 7188 / 2.5 = 2875.2 \text{ m}^3 \quad \mathbf{Sh = 2875.2 \text{ m}^2}$$

❖ **Hauteur du clarificateur**

La hauteur du décanteur est comprise entre $H = (3 \div 5) \text{ m}$. [1]

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

❖ **Volume du décanteur**

$$V = Sh \times H = 2875.2 \times 4 = 11500.8 \text{ m}^3 \quad \mathbf{V = 11500.8 \text{ m}^3}$$

On prend deux clarificateur de Volume $\mathbf{V' = 5750.4 \text{ m}^3}$

$$\text{Donc} \quad \mathbf{Sh' = 1437.6 \text{ m}^2}$$

❖ **Diamètre du décanteur**

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

$$D = \sqrt{\frac{4.V'}{\pi.H}} \quad (\text{VI} - 34)$$

$$\mathbf{D = 42.78 \text{ m}}$$

❖ **Le temps de séjours**

$$Ts = V / Q$$

- Au débit de pointe en temps de pluie

$$Ts = V / Q_{ptp} = 11500.8/7188 = 1.6 \text{ h}$$

- Au débit de pointe en temps sec

$$Ts = V / Q_{pts} = 11500.8/2396 = 4.8 \text{ h}$$

- Au débit moyen horaire

$$Ts = V / Q_{moy,h} = 11500.8/1479.05 = 7.77 \text{ h}$$

Pour l'horizon 2045

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

- **Débit de la station**

$$Q_{ptp} = Q_{ptp}(2045) - Q_{ptp}(2030) = 9141.93 - 7188 = \mathbf{1953.93 \text{ m}^3/\text{h}}$$

- **Débit moyen journalier**

$$Q_{moyj} = Q_{moyj}(2045) - Q_{moyj}(2030) = 45709.63 - 35497.15 \\ = \mathbf{10212.48 \text{ m}^3/\text{j}}$$

- **La charge en MES à la sortie du décanteur primaire est de**

- ✓ Pour l'aérateur on garde la même forme (carré)
- ✓ Pour la clarificateur on garde la forme circulaire

Les résultats du dimensionnement de l'aérateur et du décanteur primaire pour les deux horizons sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.10 : Résultats de calcul de l'aérateur pour les deux horizons

Désignations	Unité	2030	2045
Données de base			
Débit moyen journalier $Q_{moy j}$	m^3/j	35497.15	10212.48
Débit moyen horaire $Q_{moy h}$	m^3/h	1479.05	425.52
Débit de pointe en temps de pluie Q_{ptp}	m^3/h	7188	1953.93
Charge polluante à l'entrée du bassin L_0	Kg/j	14494.69	4947.78
Concentration de l'effluent en DBO5 S_0	mg/l	408.3	484.48
La charge polluante à la sortie L_f	KgDBO5/j	1064.91	306.37
La charge polluante éliminée L_e	KgDBO5/j	13429.78	4641.41
Le rendement de l'épuration η_{ep}	%	92.6	93.8
Dimensionnement du bassin d'aération			
Volume du bassin V	m^3	10353.35	3534.13
nombre	-	1	1
Hauteur du bassin H	m	4	4
Surface horizontale du bassin Sh	m^3	2588.345	883.53
Le coté du bassin L	m	50.87	29.72
La masse de boues dans le bassin X_a	Kg	28989.38	9895.56
Concentration de boues dans le bassin $[X_a]$	Kg/ m^3	2.8	2.8
Temps de séjours T_s			
- débit moyen horaire	h	7	8.3
- débit de pointe par temps sec	h	4.32	5.43
-débit de la station	h	1.44	1.8
Besoin en oxygène			
Besoins journaliers en oxygène : q_{o2}	KgO ₂ /j	10377.02	3576.49
La quantité d'oxygène horaire $q_{o2/24}$	KgO ₂ /h	432.38	149.02
La quantité d'oxygène nécessaire pour un m^3 du bassin q_{o2/m^3}	KgO ₂ / m^3 .j	1.002	1.01
Besoins en pointe horaire en oxygène q_{o2pte}	KgO ₂ /h	600.24	207.04
Calcul de l'aérateur de surface à installer			
Besoin réel de pointe en oxygène :	KgO ₂ /h	882.71	304.47
Puissance d'aération nécessaire :	kW	400.16	138.03
puissance de brassage d'un bassin	kW	207.06	70.68
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	8777.52	3087.63
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	914.33	321.63
Le débit spécifique par m ³ de bassin q	Kg/m ³ .j	0.85	0,86
Le taux de boues recyclées R	%	41.17	41.17
Le débit des boues recyclées Q_r	m ³ /j	14614.18	4204.48
Age des boues A_b	j	3.3	3.2
<u>Caractéristiques du clarificateur</u>			
forme	circulaire	circulaire	circulaire
Nombre de bassins	-	2	1
Surface horizontale	m ²	1437.6	781.57
Diamètre	m	42.78	31.55
Volume	m ³	5750.4	3126.28
Hauteur	m	4	4
Temps de séjour pour le débit moyen horaire	j	7.77	7.34
Temps de séjour pour le débit de pointe	j	4.8	4.8
par temps sec	j	1.6	1.6
Temps de séjour pour le débit moyen en temps de pluie	j		

VI.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.

VI.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.

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

VI.2.4.2. La dose journalière en chlore

$$D_j = Q_{moy} \times [Cl_2] = 35497.15 \times 0,01 = 354.97 \text{ Kg/j}$$

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

On prend une solution d'hypochlorite à 20°

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

20° de chlorométrie → X

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

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

1 m³(NaClO) → 63,4 Kg de Cl₂

Q_j → 354.97

$$Q_j = 354.97 / 63,4 = 5.6 \text{ m}^3 (\text{NaClO}) / j$$

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

$$Q_a = Q_j \times 365 = 5.6 \times 365 = 2043.6 \text{ m}^3 (\text{NaClO}) / \text{an}$$

VI.2.4.6. Dimensionnement du bassin de désinfection

Q_{ptp} = 7188 m³/h (débit de pointe au temps de pluie)

T_s = 20 mn

❖ Le volume du bassin

$$V = Q_{pte} \times T_s = 7188.20/60 = 2396 \text{ m}^3 \quad \rightarrow \quad \mathbf{V=2396m^3}$$

❖ La hauteur du bassin

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

❖ La surface horizontale

$$Sh = V/H = 1890 / 3 = 798.66 \text{ m}^2 \quad \rightarrow \quad \mathbf{Sh = 798.66m^2}$$

❖ La largeur et la longueur

Notre bassin a une forme rectangulaire de surface Sh= L×B On prend : L = 2 × B

$$B = \sqrt{\frac{Sh}{2}} = 19.98 \quad \text{on prend } 20 \text{ m}$$

$$L = B \times 2 = 40 \text{ m}$$

Pour l'horizon 2045

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

✓ **Débit de la station**

$$Q_{ptp} = Q_{ptp}(2045) - Q_{ptp}(2030)$$

$$Q_{ptp} = 9141.43 - 7188 = 1963.43 \text{ m}^3/\text{h}$$

✓ **Débit moyen journalier**

$$Q_{moy j} = Q_{moy j}(2045) - Q_{moy j}(2030)$$

$$Q_{moy j} = 45709.63 - 35497.15 = 10212.48 \text{ m}^3/\text{j}$$

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

Caractéristiques du bassin	Unité	Horizon	
		2030	2045
Volume	m ³	2396	654.48
Hauteur	m	3	5
Surface horizontale	m ²	798.66	218.16
Longueur	m	40	20.89
Largeur	m	20	10.44
Dose journalière en chlore	Kg/j	354.97	102.12
La quantité d'hypochlorite nécessaire	m ³ /j	5.6	1.62

VI.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

VI.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.

VI.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 choisit la technique de stabilisation aérobie, très utilisée dans les stations de traitement de moyenne importante.

VI.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 : $DXp = DBO5e + MESe$

$$DXp = 11217.11 + 6212.01 = 17429.12 \text{ Kg/j}$$

▪ Boues issues du décanteur secondaire

Boues secondaires $DXs = 8777.52 \text{ Kg/j}$ (Représente les boues en excès)

▪ La quantité totale journalière des boues sera

$$DX t = DXp + DXs = 17429.12 + 8777.52 = 26206.64 \text{ Kg/j}$$

- **La concentration des boues**

A l'entrée de l'épaisseur les boues fraîches ont les concentrations moyennes suivantes :

- Boue primaire : (20 ÷ 30) g/l
- Boue secondaire (10 ÷ 30) g/l

- **Calcul du débit journalier reçu par l'épaisseur**

Le débit journalier de boues entrant dans l'épaisseur correspond aux débits de boues issus des deux décanteurs.

- **Le débit arrivant du décanteur primaire**

$$Q1 = DXp / S1 = 17429.12 / 25 = \mathbf{697.16 \text{ m}^3/j}$$

DXp : quantité issues du décanteur primaire

S1 : concentration des boues.

On prendra **S1 = 25 g/l**

- **Le débit arrivant du décanteur secondaire**

$$Q2 = DXs / S2 = 8777.52 / 10 = \mathbf{877.75 \text{ m}^3/j}$$

S2: concentration des boues.

On prendra **S2 = 10 g/l**

- **Le débit total (Qt)**

$$Qt = Q1 + Q2 = 697.16 + 877.75 = \mathbf{1574.91 \text{ m}^3/j}$$

- **La concentration du mélange (S)**

$$S = DXt / Qt = 26206.64 / 1574.91 = \mathbf{16.64 \text{ Kg/m}^3}$$

- **Le volume de l'épaisseur**

$$V = Qt \cdot Ts = 1574.91 \times 2 = 3149.82 \text{ m}^3 \quad \rightarrow \quad \mathbf{V = 3149.82 \text{ m}^3}$$

Ts : temps de séjours = 2j.

- **La surface horizontale**

Pour une profondeur de H = 5m. On calcule :

$$Sh = V/H = 3149.82 / 5 = 629.96 \text{ m}^2$$

- **Le diamètre**

Notre épaisseur a une forme circulaire de diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Sh}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 629.96}{3,14}} = 28.32 \text{ m}$$

▪ **Caractéristiques des boues épaissies**

La concentration des boues après épaississement par décantation est de l'ordre de 80 à 100 g/l.

▪ **Calcul du débit des boues épaissies**

$$C_{be} = 85 \text{ g/l.}$$

$$Qd = DXt/85 = /85 = \mathbf{308.31 \text{ m}^3/\text{j.}}$$

❖ **La quantité de MVS contenue dans les boues**

$$\text{MES} = 18695.19 \text{ kg/j}$$

$$\text{MM} = 5608.56 \text{ kg/j}$$

$$\text{MVS} = 13086.63 \text{ kg/j}$$

❖ **La quantité de MVS à la sortie de la stabilisation**

$$\text{MVS}_{\text{sortie}} = \text{MVS} - 0.45\text{MVS} = 0.55 \times 13086.63 = \mathbf{7197.65 \text{ Kg/j}}$$

❖ **Le temps de séjour**

L'élimination des MVS est souvent traduite par la relation

Avec :

$$B_a = B_{a0} \cdot 1^{K_s T} \quad (\text{VI} - 35)$$

- ✓ 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...

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 :

$$B_a = B_{a0} \cdot 1^{K_s T} = 0.95 \times B_{a0} \quad (\text{VI} - 36)$$

Et la fraction volatile stabilisée sera

$$(1 - 0.95) \cdot B_a = 45\% \text{ de MVS stabilisé}$$

$$0.05 B_a = 0.45 \times 13086.63 = 5888.98 \text{ Kg}$$

$$\text{Alors} \quad \mathbf{B_a = 117779.67 \text{ Kg}}$$

L'extraction journalier est de 2731.07 Kg MVS /J, l'âge des boues en stabilisation sera donc :

$$T = \frac{117779.67}{7197.65} = 16.36 \text{ jours}$$

❖ **Boues en excès dans le stabilisateur**

$$Q_{\text{excès}} = \text{MM} + \text{MVS}(\text{sortie}) = 7197.65 + 5608.56 = \mathbf{12806.21 \text{ Kg}}$$

❖ Dimensionnement du bassin de stabilisation

- La masse des boues à maintenir dans le stabilisateur (M_b)

$$M_b = Q_{excès} \times t = 12806.21 \times 16,36 = 209509.6 \text{ kg.}$$

Sachant que les boues épaissies peuvent atteindre des taux de concentration C_{be} de 80 à 100 g/l, on prend $C_{be} = 85 \text{ g/l}$.

- Volume du bassin de stabilisation

$$V = M_b / C_{be} = 209509.6 / 85 = 2464.78 \text{ m}^3$$

- Surface horizontale

On prend la profondeur du bassin de stabilisation $H = 5 \text{ m}$

$$Sh = V / H = 2464.78 / 5 = 492.96 \text{ m}^2$$

- Largeur du bassin

Notre stabilisateur a une forme rectangulaire et la surface est donnée par : $Sh = L \times l$

$$\text{On a } L = 2 \times l \quad \Rightarrow \quad l = (Sh/2)^{0.5} = 15.7 \text{ m}$$

- Longueur du bassin

$$L = 2 \times 15.7 = 31.4 \text{ m}$$

- 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 5888.98 kg/j .

$$DO_2 = 2 \times 5888.98 = 11777.97 \text{ kg O}_2/\text{j} \quad \Rightarrow \quad DO_2 = 11777.97 \text{ kg O}_2/\text{j}$$

❖ 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.

❖ 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

$$V = b \times L \times H = \mathbf{96 \text{ m}^3} \quad (\text{VI} - 37)$$

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 :

$$Q_f = (MVS) \text{ sortie} = \mathbf{7197.65 \text{ kg/j.}}$$

La concentration des boues du stabilisateur varie entre 80 à 100 g/l. on la prend = 85 g/l. D'ou le volume journalier des boues à extraire est :

$$V_1 = 7197.65/85 = \mathbf{84.67 \text{ m}^3/\text{j.}}$$

➤ Nombre de lits nécessaires à chaque épandage

$$N > V_1/V = 84.67/96 = 0.88 \quad \text{On prend} \quad n = 1$$

➤ Volume des boues épandues par lit et par an

Il est généralement admis que chaque lit sert 12 fois par an

$$V_2 = 12 \times V = 12 \times 96 = \mathbf{1152 \text{ m}^3}$$

➤ Volume des boues à sécher par an

$$V_{ba} = V_1 \times 365 = 84.67 \times 365 = \mathbf{31999.55 \text{ m}^3}$$

➤ Nombre de lits nécessaire

$$N > V_{ba}/V_2 = 31999.55 / 1152 = \mathbf{28 \text{ lits}}$$

➤ Surface nécessaire

$$S = S_0 \times N$$

Où : S_0 c'est la surface du lit de séchage : $S_0 = L \times b = 30 \times 8 = \mathbf{240 \text{ m}^2}$

$$s = 240 \times 28 = \mathbf{6720 \text{ m}^2}.$$

Pour l'horizon 2045

Les résultats de dimensionnement de l'épaisseur, stabilisateur aérobie et le lit de séchage pour les deux horizons sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.12. Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur, stabilisateur aérobie et le lit de séchage (2030 et 2045)

Désignations	Unité	2030	2045
Dimensionnement de l'épaississeur			
Boues issues du décanteur primaire	kg/j	17429.12	5949.45
Boues issues du décanteur secondaire	kg/j	8777.52	3087.63
la quantité totale journalière des boues	Kg/j	26206.64	9028.08
Le débit total	m ³ /j	1574.91	546.74
La concentration du mélange :	Kg/m ³	16.64	16.51
Débit des boues épaissies	m ³ /j	308.31	106.21
Hauteur	m	5	5
Surface horizontale	m ²	629.96	218.7
Volume	m ³	3149.82	1093.48
Diamètre	m	28.32	16.7
Stabilisateur aérobie			
La quantité de MVS contenue dans les boues			
- MES		18695.19	6381.62
- MM	kg/j	5608.56	1914.49
- MVS		13086.63	4467.13
La quantité de MVS à la sortie de la stabilisation :	kg/j	7197.65	2456.92
Temps de séjour :	J	16.36	16.36
Boues en excès dans le stabilisateur :	Kg/j	12806.21	4371.41
La masse de boue à maintenir dans le stabilisateur (Mb)	Kg	209509.6	71516.27
Hauteur	M	5	5
Volume du bassin de stabilisation	m ³	2464.78	841.37
Surface horizontale	m ²	492.96	168.27
La longueur de bassin	M	31.4	18.34
La largeur de bassin	M	15.7	9.17
Quantité d'air par jour Do ₂	Kg o ₂ /j	11777.97	4020.42
Lit de séchage			
Le volume de boues épandues sur chaque lit	m ³	96	96
la quantité des boues à extraire	Kg/j	7197.65	2456.92
Volume des boues épandues par lit et par an	m ³	1152	1152
Volume des boues à sécher par an	m ³	31999.55	17264.14
Nombre de lits nécessaire	-	28	15
Surface nécessaire	m ²	6720	3600

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

$$0,1 < C_m < 0,2 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS } j$$

On prendra : $C_m = 0,2 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS } j$

➤ Charge volumique

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

On prendra : $C_v = 0,5 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3 j$

VI.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.

VI.3.1. le volume du bassin

$$V_a = L_0/C_v$$

Avec :

- ✓ C_v : Charge volumique (kg DBO₅/m³.j). $C_v = 0.5 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3/\text{j}$
- ✓ L_0 : charge polluante à l'entrée du bassin (sans décantation primaire) (kg DBO₅/j).

$$L_0 = 20706.7 \text{ kg/j}$$

$$D'où : V = L_0/C_v = 20706.7/0,5 = 41413.4 \text{ m}^3 \quad \Rightarrow \quad V = 41413.4 \text{ m}^3$$

Vu que le volume du bassin est important, on projette quatre bassin de volume identique de

$$V = 10353.35 \text{ m}^3$$

VI.3.2.La hauteur du bassin

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

VI.3.3.Surface horizontale du bassin

$$Sh = V/H = 10353.35/5 = 2070.67 m^2 \quad \Rightarrow \quad Sh = 2070.67m^2$$

VI.3.4.Calcul des dimensions du bassin

$$Sh = L^2 \quad \text{donc } L = \sqrt{Sh} = \sqrt{2070.67} = 45.5 m \quad \Rightarrow \quad L = 45.5 m$$

VI.3.5.La masse de boues dans le bassin

$$X_a = \frac{L_o}{C_m} = \frac{20706.7}{0,2} = 103533.5Kg \quad \Rightarrow \quad Xa = 103533.5 Kg$$

VI.3.6.Concentration de boues dans le bassin

$$[Xa] = Xa / V = 103533.5/41413.4 = 2.5 kg/m^3 \quad \Rightarrow \quad [Xa] = 2.5 kg/m^3$$

VI.3.7.Calcul du temps de séjour

- o Pour le débit moyen horaire

$$Ts = V/Q_{moyh} = 10353.35/369.76 = 28 h \quad \Rightarrow \quad Ts = 28h$$

- o Pour le débit de pointe par temps sec

$$Ts = V/Q_{pts} = 10353.35/599 = 17.28 h \quad \Rightarrow \quad Ts = 17.28h$$

- o Pour le débit de pointe par temps de pluie

$$Ts = V/Q_{ptp} = 10353.35/1797 = 5.76h \quad \Rightarrow \quad Ts = 5.76h$$

VI.4.Concentration de l'effluent en DBO5 (S0)

$$So = L_o / Q_{moyj} = 20706.7/35497.15 = 0.583 g/l \quad \Rightarrow \quad S0 = 583mg/l$$

VI.4.1.La charge polluante à la sortie (Sf= 30 mg/l)

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

D'où la charge :

$$Lf = Sf \cdot Q_{moyj} = 0,03 \cdot 35497,15 = 1064.91 Kg DBO5/j$$

VI.4.2.La charge polluante éliminée Le

$$Le = L_o - Lf = 20706.7 - 1064.91 = 19641.79 Kg DBO5/j$$

VI.4.3.Le rendement de l'épuration

$$\eta_{ep} = (L_o - Lf) / L_o = (19641.79/20706.7) \cdot 100 = 94.86\%$$

VI.5. Besoins théoriques en oxygène

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

$$Q_{O_2} = a' \cdot L_e + b' \cdot X_a \quad (\text{Kg/j})$$

- ✓ L_e : DB05 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

$$q_{O_2} = (0,6 \cdot 19641,79) + (0,08 \cdot 103533,5) = 20067,75 \text{ Kg } O_2/\text{j}$$

➤ La quantité d'oxygène horaire

$$q_{O_2}/24 = 20067,75 / 24 = 836,16 \text{ Kg } O_2/\text{h}$$

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

$$q_{O_2}/\text{m}^3 = q_{O_2}/V = 20067,75/41413,4 = 0,48 \text{ Kg } O_2/\text{m}^3/\text{j}$$

➤ Les besoins en pointe horaire en oxygène

$$q_{O_2\text{pte}} = \left(a' \times \frac{L_e}{t_d} \right) + \left(b' \times \frac{X_a}{24} \right) = \left(0,6 \times \frac{19641,79}{16} \right) + \left(0,08 \times \frac{103533,5}{24} \right) = 1081,68 \text{ Kg } O_2/\text{h}$$

VI.6. Besoin réel en pointe en oxygène

$$Q_{O_2\text{réelpointe}} = \frac{q_{O_2\text{pte}}}{\alpha \times \beta}$$

Avec :

- ✓ α : 0.8
- ✓ β : tel que $0,8 \leq \beta \leq 0,95$ On prend $\beta = 0.85$

$$Q_{O_2\text{réelpointe}} = \frac{1081,68}{0,8 \times 0,85} = 1590,7 \text{ Kg } O_2/\text{j}$$

VI.7. Calcul des caractéristiques de l'aérateur

➤ Calcul de la puissance de l'aération nécessaire (En)

Les apports spécifiques des aérateurs de surface ont souvent été compris entre 1 et 2 kgO₂/kwh

$$E_n = \frac{Q_{o2reelpte}}{Ea}$$

On prend : $Ea = 1.5 \text{ kgO}_2/\text{kwh}$

$$\text{Donc : } E_n = \frac{1081.68}{1.5} = 721.12 \text{ Kw} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{E_n = 721.12 Kw}$$

➤ Puissance de brassage

La puissance de brassage est donnée par la relation suivante :

$$Eb = Sh \times Pa \quad \text{avec : } Pa = 80 \text{ w/m}^2$$

$$\text{Donc : } Eb = Sh \times Pa = 2070.67 \times 80 = 165653.6 \text{ w} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{Eb = 165.653 Kw}$$

➤ Calcul du nombre d'aérateurs dans le bassin

$$Na = \frac{E_n}{Eb} = \frac{721.21}{165.653} = 4.35$$

On prend cinq aérateurs (**Na=5**).

VI.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:

$$\Delta X = X_{\min} + X_{dur} + a_m L_e - bX_a - X_{eff}$$

- ✓ X_{\min} : Boues minérales. (30 % de MES)
- ✓ X_{dur} : Boues difficilement biodégradables (appelées matières dures), elles représentent 0,3 à 0,35 des MVS.
- ✓ a_m : Coefficient de rendement cellulaire (g cellulaires formées/gDBO₅éliminées).
 a_m Varie entre 0,55 < a_m < 0,65. On prend $a_m = 0.6$
- ✓ 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 dessableur-deshuileur est **18695.19Kg/j**

$$X_{min} = 0.3 \times 18695.19 = 5608.56 \text{ Kg/j}$$

$$X_{dur} = 0.3MVS$$

$$X_{dur} = 0.3 (0.7 \times 18695.19) = 3925.98 \text{ Kg/j}$$

$$am Le = 0.6 \times 19641.79 = 11785.07 \text{ Kg/j}$$

$$bXa = 0.07 \times 103533.5 = 7247.35 \text{ Kg/j}$$

$$X_{eff} = 0.03 \times 35497.15 = 1064.91 \text{ Kg/j}$$

Alors

$$\Delta X = 5608.56 + 3925.98 + 11785.07 - 7247.35 - 1064.91 = \mathbf{13007.35 \text{ Kg/j}}$$

➤ **Concentration des boues en excès :**

$$X_m = \frac{1200}{I_m}$$

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)

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

$$\text{D'où } X_m = \frac{1200}{125} = 9.6 \text{ Kg/m}^3 \quad \mathbf{X_m = 9,6 \text{ kg/m}^3}$$

- **Le débit de boues en excès**

$$\text{Ce débit est donné par : } Q_{excès} = \frac{\Delta X}{X_m} = \frac{13007.35}{9,6}$$

$$\mathbf{Q_{excès} = 1354.93 \text{ m}^3/\text{j}}$$

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

$$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V}$$

$$\text{Donc : } q_{sp} = \frac{13007.35}{41413.4} \quad \Rightarrow \quad q_{sp} = 0,31 \text{ Kg/m}^3 \cdot \text{j}$$

- **Le taux de recyclage**

Le taux de recyclage peut varier de 15 à 100% de débit de l'effluent produit. Il est donné par l'expression suivante :

$$R = \frac{100[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]}$$

R : taux de recyclage(%)

$[X_a]$: concentration des boues dans le bassin = 2.5Kg/m³

$$R = \frac{100 \cdot 2,5}{\frac{1200}{125} - 2,5} 35,21\% \quad \Rightarrow \quad \mathbf{R=35,21\%}$$

- **Le débit des boues recyclées**

$$Q_r = R Q_j = 0,352 \times 35497,15 = \mathbf{12495 \text{ m}^3/\text{j}}$$

- **Age des boues**

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X} = \frac{103533,5}{13007,35} = 7,96 \text{ jours.} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{A_b = 7,96 \text{ jours}}$$

VI.9. Calcul du clarificateur

❖ Données de base

- ✓ Le temps de séjour : $t_s = (1,5 \div 2)$ heure .On prend $t_s = 1,5h$.
- ✓ Le débit de pointe en temps de pluie (de la station) : $Q_{tp} = 7188 \text{ m}^3/h$

N.B : Le dimensionnement du décanteur secondaire est identique à celui de la première variante.

Pour l'horizon 2045

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

- **Débit de la station**

$$Q_{ptp} = Q_{ptp}(2045) - Q_{ptp}(2030) = 9141,93 - 7188 = \mathbf{1953,93 \text{ m}^3/h}$$

- **Débit moyen journalier**

$$Q_{moyj} = Q_{moyj}(2045) - Q_{moyj}(2030) = 45709,63 - 35497,15 = \mathbf{10212,48 \text{ m}^3/j}$$

- La charge en MES à la sortie du déssableur-déshuileur est de : 18695.19kg/j
- La charge en DBO5 à la sortie du déssableur-déshuileur est de : 7068.25kg/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 2045 sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau VI.13. Résultats de calcul d'aérateur et le décanteur secondaire pour les deux horizons.

Désignations	Unité	2030	2045
<u>Données de base</u>			
Débit moyen journalier $Q_{moy j}$	m^3/j	35497.15	10212.48
Débit moyen horaire $Q_{moy h}$	m^3/h	1479.05	425.52
Débit de pointe en temps de pluie Q_{ptp}	m^3/h	7188	1953.93
Charge polluante à l'entrée du bassin L_o	Kg/j	20706.7	7068.25
Concentration de l'effluent en DBO ₅ : S_o	mg/l	583	199
La charge polluante à la sortie L_f	KgDBO ₅ /j	1064.91	306.37
La charge polluante éliminée L_e	KgDBO ₅ /j	19641.79	6761.88
Le rendement de l'épuration η_{ep}	%	93.14	95.66
<u>Dimensionnement du bassin d'aération</u>			
Volume du bassin V	m^3	10353.35	7068.25
nombre	-	4	2
Hauteur du bassin H	m	5	5
Surface horizontale du bassin S_h	m^2	2070.67	1413.65
Le coté du bassin L	m	45.5	37.6
La masse de boues dans le bassin X_a	Kg	103533.5	35341.25
Concentration de boues dans le bassin [Xa]	Kg/ m^2	2.5	2.5
Temps de séjours T_s			
- débit moyen horaire	h	28	33
- débit de pointe par temps sec	h	17.28	21.7
-débit de la station	h	5.76	1.8
<u>Besoin en oxygène</u>			
Besoins journaliers en oxygène : q_{o2}	KgO ₂ /j	20067.75	6884.43
La quantité d'oxygène horaire $q_{o2/24}$	KgO ₂ /h	836.16	286.85
La quantité d'oxygène nécessaire pour un m^3 du bassin q_{o2/m^3}	KgO ₂ / m^3j	0.48	0.48
Besoins en pointe horaire en oxygène q_{o2pte}	KgO ₂ /h	1081.68	371.37

<u>Calcul de l'aérateur de surface à installer</u>			
-Besoin réel de pointe en oxygène :	KgO ₂ /h	1591.7	546.03
-Calcule de puissance de l'aération nécessaire :	kW	721.12	247.53
-puissance de brassage :	kW	165.653	113.09
-Calcul de nombre d'aérateurs dans chaque bassin :	-	5	3
<u>Bilan de boues</u>			
- la quantité des boues en excès Δx	Kg/j	13007.35	4531.5
-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	1354.93	472.03
-Le débit spécifique par m ³ de bassin q_{sp}	Kg/m ³ .j	0.31	0.32
-Le taux de boues recyclées R	%	35.21	35.21
-Le débit des boues recyclées Q_r	m ³ /j	12594	3594.79
-Age des boues A_b	j	7.96	7.79
<u>Caractéristiques du clarificateur</u>			
forme	circulaire	circulaire	circulaire
Nombre de bassins	-	2	1
Surface horizontale Diamètre	m ²	1437.6	781.57
Volume	m ³	42.78	31.55
Hauteur		5750.4	3126.28
Temps de séjour pour le débit moyen horaire	m	4	4
Temps de séjour pour le débit de pointe par temps sec	j	7.77	7.34
Temps de séjour pour le débit moyen en temps de pluie	j	4.8	4.8
		1.6	1.6

VI.10.Traitement tertiaire (désinfection)

Les mêmes résultats du dimensionnement du bassin de désinfection (représentés dans le tableau VI.11)

VI.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.

VI.11.1. Dimensionnement

❖ Epaisseur

Il reçoit les boues issues du décanteur secondaire.

➤ Boues issues du décanteur secondaire

Boues secondaires $DXs = 13007.35 \text{ Kg/j}$ (Représente les boues en excès)

➤ La concentration des boues

A l'entrée de l'épaisseur les boues fraîches ont les concentrations moyennes suivantes

Boue secondaire (10÷30) g/l

➤ Le débit arrivant du décanteur secondaire

$$Qt = Q2 = DXs / S2 = 13007.35 / 10 = 1300.73 \text{ m}^3/\text{j}$$

S2: concentration des boues.

On prendra $S2=10 \text{ g/l}$

➤ Le volume de l'épaisseur

$$V = Qt \cdot Ts = 1300.73 \times 2 = 2601.46 \text{ m}^3$$

Ts : temps de séjours = 2j.

➤ La surface horizontale

Pour une profondeur de $H = 5\text{m}$. On calcule :

$$Sh = V/H = 2601.46 / 5 = 520.29 \text{ m}^2$$

➤ Le diamètre

Notre épaisseur a une forme circulaire de diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Sh}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 520.29}{3,14}} = 25.73 \text{ m}$$

➤ Calcul du débit des boues épaissies

$$Cbe = 85 \text{ g/l.}$$

$$Qd = DXs / 85 = /85 = 153.03 \text{ m}^3/\text{j.}$$

❖ 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**

$$V = b \times L \times H = \mathbf{96 \text{ m}^3}$$

La quantité des boues à extraire quotidiennement est : $Q_f = (\text{MVS})_{\text{sortie}} = \mathbf{13007.35 \text{ kg/j}}$.

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 :

$$V_1 = 13007.35/85 = \mathbf{153.03 \text{ m}^3/\text{j}}$$

➤ **Nombre de lits nécessaires à chaque épandage**

$$N > V_1/V = 153.03/96 = 1.59 \text{ on prend } \mathbf{n = 2}$$

➤ **Volume des boues épandues par lit et par an**

Il est généralement admis que chaque lit sert 12 fois par an

$$V_2 = 12 \times V = 12 \times 96 = \mathbf{1152 \text{ m}^3}$$

➤ **Volume des boues à sécher par an**

$$V_{ba} = V_1 \times 365 = 153.03 \times 365 = \mathbf{55855.9 \text{ m}^3}$$

➤ **Nombre de lits nécessaire**

$$N > V_{ba}/V_2 = 55855.9/1152 = \mathbf{48 \text{ lits}}$$

➤ **Surface nécessaire**

$$S = S_0 \times N$$

Où : S_0 c'est la surface du lit de séchage : $S_0 = L \times b = 30 \times 8 = \mathbf{240 \text{ m}^2}$

$$s = 240 \times 48 = \mathbf{11520 \text{ m}^2}.$$

Pour l'horizon 2045

Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur et le lit de séchage pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau VI.14. Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur et le lit de séchage (2030 et 2045).

Désignations	unité	2030	2045
Dimensionnement de l'épaississeur			
Boues issues du décanteur secondaire	kg/j	13007.37	4531.5
Le débit total	m ³ /j	1300.73	453.15
Débit des boues épaissies	m ³ /j	153.03	53.31
Hauteur	m	5	5
Surface horizontale	m ²	520.29	181.26
Volume	m ³	2601.46	906.3
Diamètre	m	25.73	15.19
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	153.03	53.31
Volume des boues épandues par lit et par an	m ³	1152	1152
Volume des boues à sécher par an	m ³	55855.09	19458.15
Nombre de lits nécessaire	-	48	17
Surface nécessaire	m ²	11520	4080

Conclusion

Après avoir étudié le dimensionnement de la station d'épuration pour les deux variantes et pour deux horizons (2030-2045), on peut garder la variante à moyenne charge vu la taille de l'agglomération et l'impact que pourrait avoir la station d'épuration sur l'environnement ainsi que la surface d'implantation est suffisante pour notre cas (environ 8 hectares).

Chapitre VII

Calcul Hydraulique de la station d'épuration

CHAPITRE VII : CALCUL HYDRAULIQUE

Introduction

Concernant ce chapitre, nous allons procéder au dimensionnement des ouvrages constituant notre station d'épuration des eaux usées, qui assurent la circulation de l'eau d'un bassin à un autre, soit les différentes conduites de rejets ou de jonction entre les ouvrages et aussi les déversoirs d'orage, ce dernier doit être bien dimensionné pour éviter tout dysfonctionnement possible dans la station d'épuration.

Afin d'éviter toute manifestation d'anomalies dans notre station, il faut que ces ouvrages cités au-dessus doivent être convenablement dimensionnés.

VII.1. Déversoir d'orage

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

VII.1.1. Type de déversoir d'orage

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

Dans notre projet, on optera pour le déversoir d'orage à seuil latéral (voir 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.

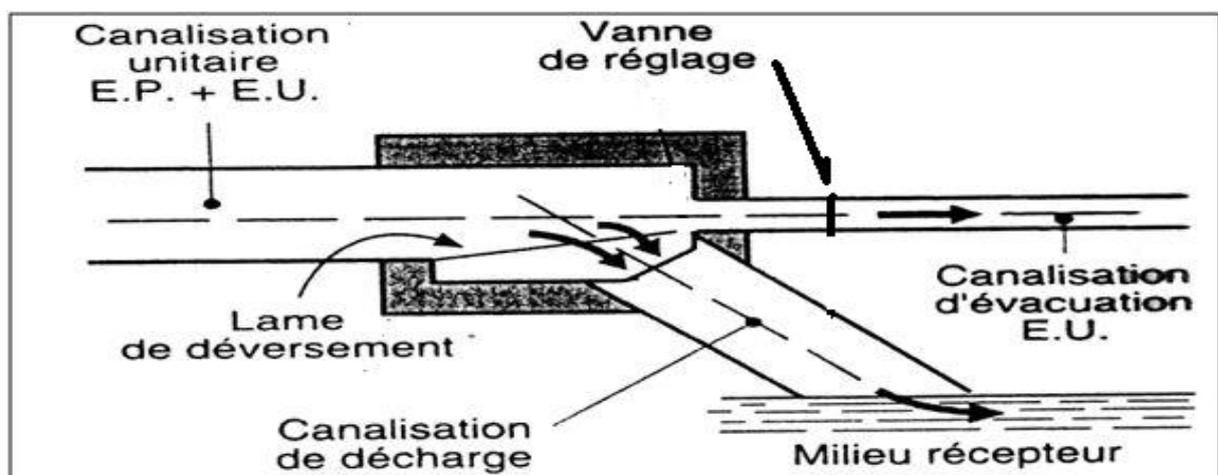


Figure VII.1 : schéma d'un déversoir d'orage type latéral.

VII.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: $Q_{ptp} = 1,995 \text{ m}^3/\text{s}$.
 - Le débit pluvial $Q_{plv} = 6.7 \text{ m}^3/\text{s}$ (la source : DHW de Tébéssa)
 - Le débit de pointe par temps sec $Q_{pts} = 3047.31 \text{ m}^3/\text{h} = 0.85 \text{ m}^3/\text{s}$
- $$Q_v = Q_{plv} + Q_{pts} \quad (\text{VII-1})$$

Donc le débit véhiculer dans le collecteur principal sera

$$Q_v = 0.85 + 6.7 = 7.55 \text{ m}^3/\text{s}$$

a. A l'amont du déversoir

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

$$Q_v = 7.55 \text{ m}^3/\text{s}; \quad I = 0,9\%.$$

❖ D'après l'abaque de Bazin (Annexes 01 et 02)

- ✓ $D_e = 1800 \text{ mm}$ (diamètre à l'entrée du déversoir).
- ✓ $Q_{ps} = 7.8 \text{ m}^3/\text{s}$ (débit à pleine section).
- ✓ $V_{ps} = 3.2 \text{ m/s}$ (vitesse à pleine section).

Avec les paramètres hydrauliques:

- ✓ $r_Q = Q_v/Q_{ps} = 0.96$ (rapport des débits).
- ✓ $r_H = H_e/D_e = 0.78 \Rightarrow H_e = 0,78 * 1800 = 1404 \text{ mm}$ (hauteur de remplissage).
- ✓ $r_v = V/V_{ps} = 1,13 \Rightarrow V = 1,13 * 3.2 = 3.616 \text{ m/s}$ (rapport des vitesses).

b. A l'aval du déversoir (vers la station)

- ✓ $Q_{ptp} = 2.54 \text{ m}^3/\text{s}$ (dilué 3fois)
- ✓ $Q_{ps} = 7.8 \text{ m}^3/\text{s}$

On aura:

- ✓ $r_Q = Q_{ptp}/Q_{ps} = 0.33$ (rapport des débits).
- ✓ $r_H = H_s/D_e = 0.37 \Rightarrow H_s = 0,37 * 1800 = 666 \text{ mm}$ (hauteur de remplissage).
- ✓ $r_v = V/V_{ps} = 0.87 \Rightarrow V = 0.87 * 3.2 = 2.784 \text{ m/s}$ (rapport des vitesses).

➤ Le débit déversé vers le milieu exutoire (Q_d)

$$Q_d = Q_v - Q_{ptp} = 7.55 - 2.54 = 5.01 \text{ m}^3/\text{s} \quad \Rightarrow \quad Q_d = 5.01 \text{ m}^3/\text{s}$$

➤ calcul du déversoir

- ✓ La hauteur d'entrée $H_e = 1404 \text{ mm}$
- ✓ La hauteur de sortie $H_s = 666 \text{ mm}$

La lame d'eau déversée est donnée par : $H_d = (H_e - H_s) / 2$ (VII-2)

$$H_d = (1404 - 666) / 2 = 369 \text{ mm}$$

La largeur du seuil déversant

$$Q_{\text{dév}} = \mu b \sqrt{2g} h_d^{3/2} \quad (\text{VII-3})$$

$$b = \frac{Q_{\text{dév}}}{0,60 (2.g)^{0,5} (h_d)^{1,5}} = b = \frac{5,01}{0,4(2 \times 9,81)^{0,5} (0,369)^{1,5}} = 12,61m$$

Avec:

- ✓ **u** : 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 $u = 0,4$
- ✓ **g** : L'accélération de la pesanteur m^2/s .

Dans la station, l'écoulement est gravitaire on a nul le besoin d'une station de relevage puisque la topographie de terrain permet d'atteindre le premier ouvrage.

VII.2.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 VII.1 Cotes moyennes du terrain naturel d'implantation des différents ouvrages de la station.

Désignation des ouvrages	Côtes du terrain naturel (m)
Dégrilleur	783
Déssableur-déshuileur	781.8
Décanteur primaire	780.85
Bassin d'aération	779.65
Décanteur secondaire	778.5
Bassin de désinfection	777.87

A. 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 :

$$\Delta H_T = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} = C_{pA} - C_{pB} \quad (\text{VII-4})$$

Avec :

- K** : coefficient de perte de charge
- Q** : débit en m^3/s ; ($Q=1,157m^3/s$)
- 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

B. Diamètre

D'après la formule DARCY WEISBACH le diamètre est donné par cette formule :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{pA} - C_{pB})}} \quad (\text{VII-5})$$

C. Longueurs des conduites

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

$$L_{\text{éq}} = 1,15. L_{\text{réelle}} \quad (\text{VII-6})$$

Les longueurs sont représentées sur le tableau suivant :

Tableau VII.2 : Longueurs réelles des conduites entre les ouvrages de la STEP.

Ouvrages	L réelle (m)	L éq
Déversoir d'orage – Dégrilleur	8.56	9.84
Dégrilleur -Déssableur-déshuileur	18.46	21.23
Déssableur-déshuileur - Décanteur I	27.8	31.97
Décanteur I - Bassin d'aération	30.18	34.7
Bassin d'aération - Décanteur II	31.91	36.7
Décanteur II - Bassin de désinfection	30.77	35.38

VII.2.1. Calculs des cotes piézométriques des différents ouvrages

On calcule les cotes piézométriques d'après l'équation de BERNOULLI donnée par :

$$P_1/W + V_1^2/2g + Z_1 = P_2/W + V_2^2/2g + Z_2 + H_{1-2} \quad (\text{VII-7})$$

- ✓ 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 :

$$P_1/W + Z_1 = P_2/W + Z_2 + H_{1-2} \quad (\text{VII-8})$$

On pose : $P_1/W = H_1$ et $P_2/W = H_2$

Donc : $H_1 + Z_1 = H_2 + Z_2 + H_{1-2}$

$C_{p1} = H_1 + Z_1$: cote piézométrique au point (1).

$C_{p2} = H_2 + Z_2$: cote piézométrique au point (2).

$$C_{p1}' = C_{p2} + H_{1-2} \quad (\text{VII-9})$$

VII.2.2. Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages et les cotes piézométriques

a- Conduite dégrilleur -désableur (A-B)

On a : la cote du radier du dégrilleur(A) : 783m; Hauteur d'eau : 2m

D'où : $C_{PA} = 785$ m

Côte du radier du désableur-déshuileur(B) : 781.8m

Hauteur d'eau : 2m

D'où : $C_{PB} = 783.8$ m

$L = 21.23$ m

❖ Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 21.23 * (2)^{1.77}}{(785 - 783.8)}} = 0.561 \text{ m} \quad D_n = 600 \text{ mm}$$

❖ Cote piézométrique

$$D'où \text{ on aura : } C_{PB}' = C_{PA}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow C_{PB}' = 784.13 \text{ m}$$

b- Conduite désableur - bassin de décantation (B-C)

$C_{PB}' = 784.13$ m

Côte du radier du bassin de décantation (C) : 780.85m ; Hauteur d'eau : 2 m

D'où : $C_{PC} = 782.85$ m

$L = 31.97$ m

❖ Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PB}' - C_{PC})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 31.97 * (2)^{1.77}}{(784.13 - 782.85)}} = 0,6 \text{ m} \quad D_n = 600 \text{ mm}$$

❖ Cote piézométrique

$$D'où \text{ on aura : } C_{PC}' = C_{PB}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow C_{PC}' = 783.02 \text{ m}$$

c- Conduite bassin décantation - aération (C-D)

$C_{PC}' = 783.02$ m

Côte du radier d'aérateur (D) : 778.65 m ; Hauteur d'eau : 4m

D'où : $C_{pD}=782.65$

$L=34.7\text{m}$

❖ **Diamètre**

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PC} - C_{PD})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 34.7 * (2)^{1.77}}{(783.02 - 782.65)}} = 0.782\text{m} \quad \text{Dn}=800\text{mm}$$

❖ **Cote piézométrique**

$$D'où \text{ on aura : } C_{pD}' = C_{pC}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow C_{pD}' = 782.68\text{m}$$

d- Conduite d'aération -clarificateur (D-E)

$C_{pD}'=782.68\text{m}$

Côte du radier du bassin de clarification(B) : 777.5m ;

Hauteur d'eau : 4 m ; D'où : $C_{pE}=781.5\text{m}$

$L=36.7\text{m}$

❖ **Diamètre**

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{pD} - C_{pE})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 36.7 * (1)^{1.77}}{(782.68 - 781.5)}} = 0,463\text{m} \Rightarrow \text{Dn}=500\text{mm}$$

❖ **Cote piézométrique**

$$D'où \text{ on aura : } C_{pE}' = C_{pD} - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow C_{pE}' = 781.84\text{m}$$

e- Conduite clarificateur -bassin de désinfection (E-F)

$C_{pE}'=781.84\text{m}$

Côte du radier du bassin de désinfection(F) : 776.87m ;

Hauteur d'eau : 3 m

D'où : $C_{pF}:780.87\text{m}$

$L=35.38\text{m}$

❖ **Diamètre**

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{pE} - C_{pF})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 35.38 * (1)^{1.77}}{(781.84 - 780.87)}} = 0,435 \quad \text{D}_n=500\text{mm}$$

❖ Cote piézométrique

$$D'o\grave{u} \text{ on aura : } C_{pF}' = C_{pE}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \quad \Rightarrow \quad C_{pF}' = 781.02m$$

Les résultats obtenus sont résumés sur le tableau ci- dessous :

Tableau VII.3 : récapitulatif des différentes cotes des ouvrages de la STEP.

Désignations	Cote du terrain (m)	Cote du radier (m)	Plan d'eau (m)	Cote piézométrique (m)
-Dégrilleur	784	783	2	785
-Dessableur-déshuileur	782.8	781.8	2	784.13
-décanteur primaire	781.85	780.85	2	783.02
-bassin d'aération	780.65	778.65	4	782.68
-décanteur secondaire	779.5	777.5	4	781.84
-bassin de désinfection	778.87	776.87	3	781.02

Conclusion

Dans ce chapitre on a dimensionné le déversoir d'orage qui sert à déverser les eaux qui dépassent la capacité de notre STEP pour assurer le bon fonctionnement des différents ouvrages, ainsi que les conduites reliant ces ouvrages.

Chapitre VIII

**Gestion et exploitation
de la station d'épuration**

CHAPITRE VIII : GESTION ET EXPLOITATION DE LA STATION

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.

VIII.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.

VIII.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.

VIII.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.

VIII.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.

VIII.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.

VIII.4. Entretien des ouvrages

VIII.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.

VIII.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 râtaeux.
- ✓ 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.

VIII.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.

VIII.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.

VIII.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.

VIII.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.

VIII.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.

VIII.4.6. Épaississeur

- ✓ Maintenir quotidiennement le poste en état de propreté.
- ✓ Mesurer quotidiennement la hauteur du voile de boue, le garde boue ne doit pas être inférieur à 2m.
- ✓ Contrôler et noter chaque jour le pH des eaux surverse et des boues épaissies.
- ✓ Relever les volumes des boues soutirées des épaisseurs.
- ✓ Vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôler les structures immergées.

VIII.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 refaits 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.

VIII.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 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 ville de Tébessa 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 2.26.

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 396785 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 épuré à des fin agricole.

Références bibliographiques

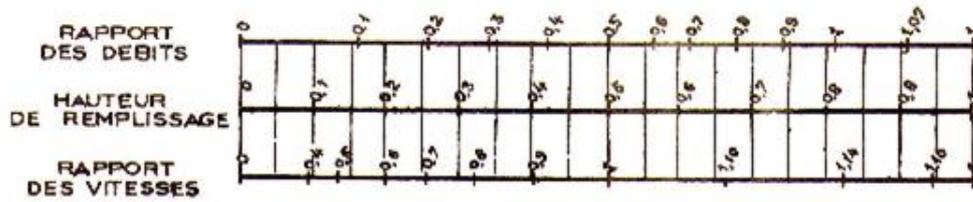
- [1] **ABDELKADER, G**; Epuration biologique des eaux usées urbaines, tome 1 et 2, OPU, Alger, 1984.23p.
- [2] **MARC, S, BECHIR, S** ; Guide technique de l'assainissement, 3^{ème} édition, Paris, 1999, 726p.
- [3] **DEGREMONT** ; Mémento technique de l'eau. Edition Paris, 2005.785p
- [4] **HOULI, S** ; Mémoire de fin d'étude : étude des performances épuratoires de la station d'épuration de Béni Merad W Blida, 1990.
- [5] **ROGER, P** ; guide technique sur le foisonnement des boues activées, 2008.
- [6] **CARLIER, M** ; Hydraulique générale et appliquée. Edition EYROLLS, 1986. 534p.
- [7] **Office international de l'eau; 2005**, conception / dimensionnement : caractérisation des eaux usées, 2005.
- [8] **J.P.Becharc, P.Boutin, B.Mercier...**[et.al.]- traitement des eaux usées.- 2^e. ed.- Paris : Eyrolles, 1987.- 281p.

ANNEXES

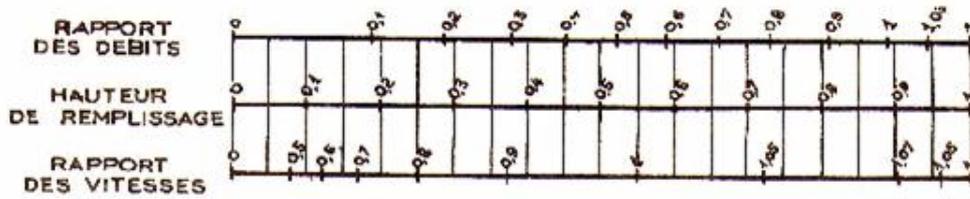
ANNEXE 1

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 $\frac{3}{10}$, le débit est les $\frac{2}{10}$ du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les $\frac{78}{100}$ de la vitesse correspondant au débit à pleine section

ANNEXE 2

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF (Canalisations circulaires – Formule de Bazin)

