



RÉPUBLIQUE ALGERIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

DEPARTEMENT Hydraulique Urbaine

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

OPTION : Assainissement

THEME :

**DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'EPURATION DE
LA ZONE NORD DE LA VILLE DE MEDEA (W.MEDEA)**

Présenté par :

M^r : BAHRI Dia el hak

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M ^r : DERNOUNI Youcef	M.A.A	Président
M ^{me} : KEHLERRAS Malika	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} : SAIDI Hayet	Ing /Doctorante	Examinatrice
M ^{me} : SALHI Chahrazed	M.A.B	Examinatrice
M ^{me} : CHENITI Naoual	M A.A	Promotrice

Septembre2015



Dédicace :

Je dédie ce modeste travail à tous ceux que j'aime mais surtout :

*A mes parents qui ont toujours été les étoiles de mon ciel et ont illuminé mon
Chemin depuis ma naissance, je ne les remercierai jamais assez (maman et
papa que Dieu me les garde) ;*

A mes frères amine, abdesslem ,

*A mes amis de l'ensh mahfoud,ahmed,boudiaf,les deux
yassine,yasser,rabia,chocho, pato,kinta ,brahim ,amine ,hmida ,affroun ,mehdi ,
yaakoub ,abdesslem,dris,abderazzek ,*

A mes amis islem , Djamel ,hamza ,abderahim

A tout les enseignants de l'ENSH qui m'ont accompagné durant mes études ;

Dia –El- Hak



Remerciements

Je remercie Dieu le tout puissant, pour m'avoir donné la santé, le courage et la volonté d'étudier et pour m'avoir permis de réaliser ce modeste travail dans les meilleures conditions

Mes remerciements à ma mère et mon père...Je remercie fortement ma promotrice : M^{me} CHENITI de m'avoir orienté par leurs conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.

Je tiens à remercier le président et les membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.

Par la même occasion je remercie :

Mes Enseignants de l'ENSH pour leurs contributions à ma formation d'ingénieur d'état en Hydraulique.

*Mes remerciements vont également à : **mes sœurs, mes frères** et tous mes amis.*

Qu'il me soit permis de remercier toutes les personnes qui ont Contribuées de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Dia El-hak

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1.Situation géographique de la zone d'étude.....	1
I.2.Géologie de la zone nord de la ville de MEDEA.....	2
I.3.Situation climatologiques.....	2
I.3.1.Température.....	2
I.3.2.Pluviométrie.....	3
I.3.3.Régime des vents.....	3
I.4.Activité socioéconomique.....	3
I.4.1. Activités agricoles.....	3
I.4.2. Activités industrielles.....	3
I.5.Equipement.....	3
I.6.Situation démographique.....	4
I.7.Alimentation en eau potable.....	5
I.7.1 Situation de l'alimentation en eau potable de la ville de Médéa	5
I.7.2Estimation des besoins théoriques en eau potable.....	5
I.8.Réseau d'assainissement de la commune de MEDEA.....	6
I.9.Choix du site de l'implantation de la station d'épuration.....	7
I.10.Implantation de la station.....	8
I.11-Conclusion.....	7

Chapitre II : Généralités sur les eaux usées et les procédés d'épuration

II.1. Généralités sur les eaux usées.....	8
II.1. 1.Définition :.....	8
II.1.2. Origine des eaux usées:.....	8
II.1.2.1. Les eaux usées domestiques.....	8
II.1.2.2. Les eaux industrielles.....	8
II.1.2.3. Les eaux pluviales	8
II.1.2.4. Les eaux agricoles.....	8
II.1.3.Caractéristiques des eaux usées.....	9
II.1.3. 1.Origine de la pollution dans les eaux usées.....	9
II.1.3.1.1.La pollution organique.....	9
II.1.3.1.2.La pollution microbiologique.....	9
II.1.3.1.3.La pollution minérale.....	9
II.1.3.2. Les principaux paramètres de la pollution.....	9
II.1.3.2.1. Paramètres physiques.....	9
II.1.3.2.2. Les paramètres chimiques.....	11
II.1.3.2.3. Les paramètres complémentaires.....	12
II.1.3.2.4. Paramètres biologiques.....	13
II.1.3.3.Les normes des eaux résiduaires.....	13
II.2. Procédés d'épurations.....	14
II.2.1.Définition.....	14

II.2.2. Les prétraitement physique.....	14
II.2.2.1. Le dégrillage.....	15
II.2.2.2. Le tamisage.....	15
II.2.2.3. Le dessablage.....	16
II.2.2.3. Le déshuilage -dégraissage.....	16
II.2.3. Traitement primaire.....	17
II.3. Traitement secondaire.....	17
II. 3.1. Traitement physico-chimique.....	17
II.3.2. Procèdes d'épuration biologique.....	19
II.3.2.1. Définition.....	19
II.3.2.2. Description des différent procèdes d''épuration biologique.....	19
II.3.2.2.1. Les procédés extensifs ou naturels.....	20
a. Le lagunage naturel.....	20
b. Le lagunage aéré	21
c. l'épandage.....	23
II.4.2.2.2. Les procédés intensifs ou artificiels.....	24
a) Les disques biologiques.....	24
b) lits bactériennes.....	24
C). boues active.....	26
II.5. Choix de procédé de traitement.....	29
II.6 Conclusion.....	29

Chapitre III : Procédés d'épuration à boues activées

Introduction.....	30
III.1. Composants d'une station d'épuration par boues activées.....	30
III.2. Types de traitement par le technique de boues activées.....	31
III.2.1. Mélange intégral.....	31
III.2.2. Mélange piston.....	31
III.2.3. Comparaison entre les deux systèmes.....	31
III.3. Paramètres de fonctionnement.....	31
III.3.1. Facteurs de charge.....	31
III.3.1.1. Charge massique C_m	31
III.3.1.2. Charge volumique C_v	32
III.3.2. Ages des boues.....	32
III.3.3. Choix du Procédé d'épuration	33
III.3.4. Indice de MOHLMAN.....	34
III.3.5. Paramètres influençant le processus épuratoire	34
III.3.5. Effet de température.....	34
III.3.5.2 Effet du Ph.....	35
III.3.5.3 La toxicité.....	35
III.3.5.4 Besoins en nutriments.....	35
III.3.5.6 Consommation en oxygène.....	35
III.4. Evaluation de la DBO et de la masse bactérienne en fonction du temps d'aération.....	37

III.5. Système d'aération.....	39
III.7. Le décanteur Secondaire (Clarificateur).....	39
III.8. Traitement tertiaire.....	40
III.8.1. définition.....	40
III.8.2. Traitement de l'azote.....	40
a) L'ammonification.....	41
b) L'assimilation.....	41
c) La nitrification.....	41
d) La dénitrification.....	42
III.8.3. Traitement du phosphore.....	42
a. Traitement physico-chimiques.....	42
b. La déphosphatation biologique.....	42
III.8.4. La désinfection.....	43
III.9. Traitement des boues.....	43
III.9.1. Epaissement.....	43
III.9.2. Stabilisation.....	44
III.9.3. Déshydratation des boues.....	44
III.10. Conclusion.....	44

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

Introduction.....	45
IV.1. calculs de base pour le dimensionnement.....	45
IV.1.1. Estimation des débits.....	45
IV.1.2. Evaluation des charges polluantes.....	47
IV.2. Les prétraitements.....	48
IV.2.1. Dégrillage.....	48
IV.2.2. Dimensionnement de dessableur-déshuileur.....	52
a. Volume de dessableur déshuileur.....	53
b. Surface horizontale.....	53
c. Volume d'air injecté.....	53
e. Calcul des quantités des matières éliminées par le dessableur.....	53
IV.3. traitement primaire.....	56
IV.3.1. Dimensionnement du décanteur primaire.....	56
IV.3.1.1. Pour l'horizon 2030.....	56
IV.3.1.2. Pour l'horizon 2045.....	58
IV.4. Les traitements secondaires (Traitement biologique).....	58
IV.4.1 Etude de la Variante à moyenne charge :.....	59
IV.4.1.1. Pour l'horizon 2030.....	59
IV.4.1.1.1. Dimensionnement du bassin d'aération.....	59
IV.4.1.1.2. Les besoins en oxygène dans l'aérateur.....	60
IV.4.1.1.3. Bilan des boues.....	62
IV.4.1.1.4. Dimensionnement du clarificateur.....	65
IV.4.1.2. Pour l'horizon 2045.....	67
IV.4.2. Variante à faible charge.....	67
IV.4.2.1. Pour l'horizon 2030.....	67
IV.4.2.1.1. Dimensionnement du bassin d'aération.....	67

VII.4.2.1.2. Les besoins en oxygène dans l'aérateur.....	69
IV.4.2.1.3. Bilan des boues	71
IV.4.2.1.4 Dimensionnement du clarificateur	73
IV.4.1.2. Pour l'horizon 2045.....	74
IV.5. Désinfection	76
IV.5.1. Pour l'horizon 2030.....	76
IV.5.1. Pour l'horizon 2045.....	77
IV.6. Traitement des boues.....	78
IV.6.1. variante a moyenne charge	78
IV.6.1.1 pour Horizon 2030	80
IV.6.1.1.1 Dimensionnement de l'épaississeur	80
IV.6.1.1.2 Dimensionnement du digesteur.....	82
IV.6.1.1.3 Dimensionnement des lits de séchage	84
IV.6.1.2 pour Horizon 2045	85
IV.6.2): Variante à faible charge.....	86
IV.6.2.1 pour Horizon 2030	86
IV.6.2.1.1 Dimensionnement de l'épaississeur	86
IV.6.2.1.2 Dimensionnement des lits de séchage	86
IV.7. Conclusion.....	89

Chapitre V : Calcul hydraulique

V.1 Introduction.....	89
V.2. déversoir d'orage.....	89
V.2.1. Détermination du débit déversée vers l'exutoire naturel.....	89
V.2.2. Calcul du diamètre du collecteur principal:.....	90
V.2.3. La hauteur du seuil du déversoir.....	91
V.2.4. Calcul de la longueur du déversoir.....	91
V.3. Profil hydraulique	91
V.3.1. Côtes du terrain naturel des ouvrages.....	91
V.3.2. Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages	92
V.3.3): Calculs des cotes piézométriques des différents ouvrages	93
V.3.4): Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages et les cotes piézométriques.....	93
V.3.4) Conclusion.....	96

Chapitre VI : Gestion et exploitation de la station d'épuration

VI.1 Introduction.....	97
VI-2)- Mesures et contrôles effectués au niveau de la station d'épuration.....	97
VI -3)- Contrôle de fonctionnement.....	98
VI -3-1)- Contrôle journalier	98
VI-4)- Entretien des ouvrages	99
VI-4-1)- Le dégrilleur	99
VI-4-2)- Déssableur-déshuileur	99
VI-4-3)- Bassin d'aération	100

VI-4-4)-Clarification	100
VI-4-5)-Désinfection des eaux épurées	100
VI-4-6)-Lits de séchage	100
VI-4-7)-Epaississeur	101
VI-5) Conclusion.....	101

Chapitre VII: Etude économique

Introduction.....	102
VII.1.coût d'investissement.....	102
VII.1.1. Coût de terrassement.....	102
VII.1.2. Coût de béton armé.....	103
VII.1.3.Coût totale du génie civil.....	103
VII.1.4.Coût des VRD.....	103
VII.1.5.Coût des équipements électromécanique des installations hydromécaniques.....	103
VII.1.6.Coût total des investissements de la station.....	104
VII.2.Coût de fonctionnement.....	104
VII.2.1.Le coût de l'énergie (consommation électrique).....	104
VII.2.2.Le coût des réactifs chimiques.....	104
VII.2.3.Le coût de renouvellement du matériel électromécanique.....	104
VII.2.4.Le coût des frais financiers.....	104
VII.2.5.Le coût de fonctionnement total.....	105
VII.3.Calcul du prix du m ³ d'eau traitée.....	105
VII.3.1.Le coût total de la station.....	105
VII.3.2.Lecoût dem ³ d'eau épurée.....	105
VII.3.3.Le coût du m ³ d'eau sans les frais d'amortissement.....	105
Conclusion.....	105

Liste du tableau

Tableau I .1.Températures moyennes mensuelles de la zone nord de la ville de MEDEA	2
Tableau I .2.Précipitations moyenne mensuelles de la zone nord de MEDEA.....	3
Tableau I .3.les équipements de la zone nord de la ville de MEDEA.	4
Tableau I .4. La population de la zone nord de la ville de MEDEA.....	5
Tableau I.5.Besoins en eau potable de la zone nord de la ville de MEDEA.....	6
Tableau II.1.Coefficient de biodégradabilité	13
Tableau II.2. Les normes de rejet des eaux usées	13
Tableau II.3. Les avantages et les inconvénients des différents procédés d'épuration.....	28
Tableau III.1classement des procédés par boues activées.....	33
Tableau. III.2 : Avantages et inconvénients des différents procédés.....	34
Tableau III.3. Concentration de quelques ions métalliques nocive	35
Tableau III.4. Valeur de a' et b' en fonction de type de procédé utilisé.....	36
Tableau IV.1.Résultat d'analyse chimique de l'effluent	45
Tableau IV.2.Les calculs de base de dimensionnement des ouvrages de la station	48
Tableau IV.3. Valeur de β on fonction de la forme de section	51
Tableau IV.4. Récapitulatif de dimensionnement de dégrilleur	52
Tableau IV.5. Récapitulatif de dimensionnement du déssableur déshuileur	55
Tableau IV.6. Valeur de $V_{lim} = f(K)$	56
Tableau IV.7. Récapitulatif de dimensionnement de décanteur primaire.....	58
Tableau IV.8. Récapitulatif de dimensionnement (moyenne charge).....	66
Tableau IV.8. Suite de tableau Récapitulatif de dimensionnement (moyenne charge).....	67
Tableau VII.10 : résultats de dimensionnement du bassin de désinfection.....	77
Tableau IV-11:Calcul de Dimensionnement des ouvrages de traitement des boues	85
Tableau IV.12 : Calcul de Dimensionnement des ouvrages de traitement des boues.	97
Tableau V.1.Cotes moyenne du terrain naturel des différents ouvrages de la station.	91
Tableau V.2:Les valeurs de K, m et β	92
Tableau V.3 Longueurs des conduites entre les ouvrages de la STEP.....	93
Tableau : V.4 : Récapitulatif des résultats de calcule du cotes piézométriques.....	95
Tableau VII.1.Cout de terrassement	102
Tableau VII.2. Cout de béton armé.....	103

Liste de figure

Figure I.1. Situation géographique de la zone d'étude	1
Figure I.2. Répartition mensuelle de la température de nord de la ville de MEDEA.....	2
Figure I.3. Répartition mensuelle moyenne des précipitations	3
Figure I.4. Croissance de La population de nord de la ville de MEDEA.....	5
Figure II.1. description des différents procédés d'épuration et les étapes de traitement	14
Figure II.2: la grille manuelle.	15
Figure II.3: la grille mécanique	15
Figure II.4. dessableur-deshuilleur.	16
Figure II.5. Décanteur primaire.	17
Figure II.6. Lagunage naturel.....	20
Figure II.7. Lagune d'aération.	22
Figure II.8. Schéma en coup d'une lagune facultative.....	22
Figure II.9. schéma de procédés de l'épandage	23
Figure II.10. Disque biologique.....	24
Figure II.11 : Pièces ou matériaux à l'intérieur du lit.....	25
Figure II.12. Lit bactérien.....	26
Figure II.13. Schéma de fonctionnement d'une station à boues activées	27
Figure III.1. Schéma d'une station d'épuration par boues activées	31
Figure III.2. Progression de la masse microbienne	37
Figure III.3. Bassin d'aération par diffuseur d'air	39
Figure III.4. décanteur secondaire	40

Liste des planches

Les planches

PLANCHE I :VUE EN PLAN DE LA STATION.

PLANCHE II : PROFIL EN LONG DE LA STATION D'EPURATION.

PLANCHE III: OUVRAGE DE LA STATION.

Introduction générale

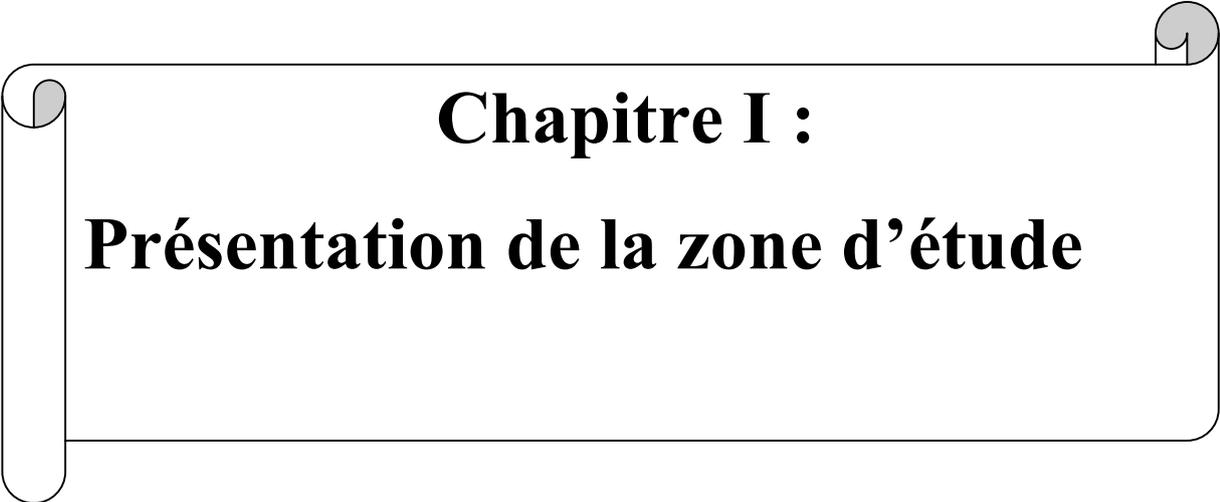
Partout sur la planète, le développement des activités humaines, domestiques ou industrielles, est tributaire de la ressource en eau. La diversité des usages induit une série d'impacts variés sur la qualité de l'eau.

Quand on parle d'épuration des eaux usées urbaines, il n'est pourtant pas question de les rendre pures, mais plutôt d'en retirer le plus de déchets dont on l'a chargée pour les évacuer.

Avec le développement de l'urbanisation et de l'industrialisation, ainsi que l'évolution des modes de consommation, les rejets d'eaux usées ont considérablement évolués en quantité et en qualité lorsque les eaux usées ne sont pas traitées, les cours d'eau sont dépassés dans leur capacité naturelle d'épuration et se retrouvent pollués.

Pour le dimensionnement de cette station, on prévoit deux variantes, une à moyenne charge et l'autre à faible charge et en se basant sur plusieurs paramètres, technique, économique, environnemental,...etc. ; on pourra choisir la variante qui convient le mieux pour notre situation.

En fin nous espérons que notre étude à englober tous les points indispensables pour le dimensionnement de la future station d'épuration de la zone nord de la ville de MEDEA, et qui peut servir comme document de sensibilisation des responsables locaux de la région sur les problèmes divers engendrés par la pollution des eaux et on souhaite que ce travail représente vraiment les efforts qu'on a mis à disposition pour l'effectuer.

A decorative border resembling a scroll, with a vertical strip on the left and a horizontal strip at the top, both with rounded ends and a slight shadow effect.

Chapitre I :

Présentation de la zone d'étude

Introduction :

La conception du meilleur système d'épuration demande une bonne connaissance de toutes les caractéristiques de la ville et de son terrain, afin d'obtenir un bon dimensionnement de la station et donc de prévoir un bon rendement épuratoire.

Ce chapitre est consacré à la présentation de la zone d'étude sur le plan géographique, climatologique, démographique et hydraulique.

I.1 Situation géographique de la zone d'étude:

La zone d'étude relevant de la ville de Médéa qui se situe au nord de chef-lieu de la wilaya de Médéa est limitée :

- Au Nord par la commune de TAMEZGUIDA et EL HAMADIA.
- Au Sud par le centre de la ville de MEDEA.
- A l'Est par la commune d'OUZERA.
- A l'Ouest par la commune de DRAA ESSAMAR.

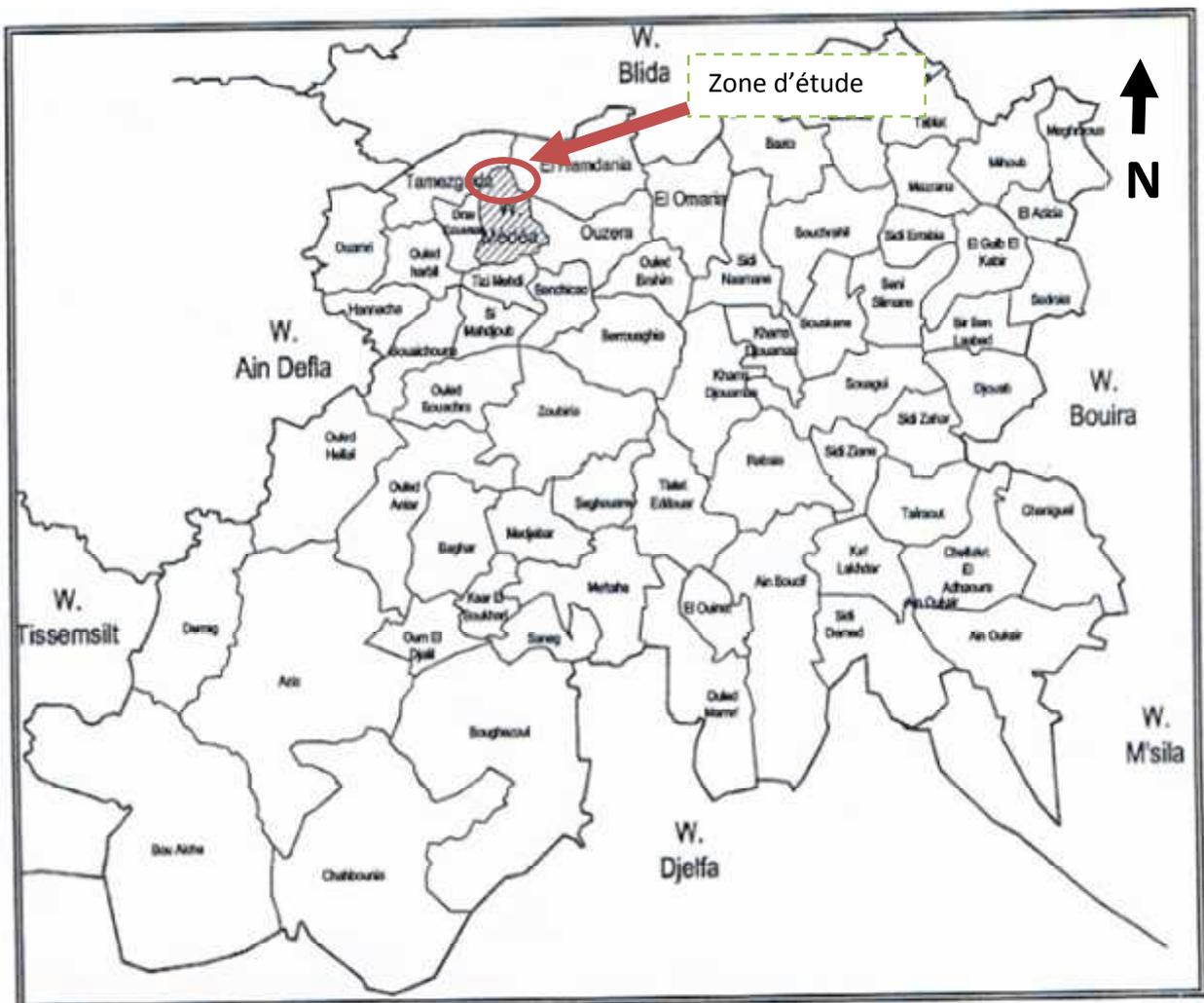


Figure I.1 : situation géographique de la zone d'étude (HPO, 2009)

I.2- géologie de la zone nord de la ville de Médéa :

Dans la région de Médéa, les assises géologiques sont alternativement argileuses et gréseuses, on peut schématiser la série de la façon suivante, tout en commençant par la plus récente à la plus ancienne :

- Grés supérieurs (épaisseur de 0 à 60m).
- Argiles supérieures (épaisseur de 20à100m).
- Grés moyens (épaisseur de 0à6m).
- Argiles inférieures (épaisseur de 10à50m).
- Grés et conglomérant de base (épaisseur de 0à3m).
- Marnes argileuses.
- Grés et poudings de base (épaisseur de 0à15m).

I.3-Situation climatologique : (station MEDEA SECTEUR 011509 pour la période 1997-2008)

I.3.1-Température :

La connaissance des températures d'une région ainsi que la maîtrise de leurs variations sont autant d'éléments fondamentaux qui conditionnent les potentialités hydriques, particulièrement par l'effet de l'évapotranspiration en matière de bilan de l'eau .les observations climatiques sont généralement irrégulièrement effectuées, surtout en ce qui concerne la température à l'échelle horaire ou journalière.

Tableau I .1-Températures moyennes mensuelle de la zone nord de la ville de Médéa.

Mois	Sep	O	N	D	J	F	M	A	M	Jui	Jet	AO	AN
Température (°c)	20,8	15.30	11.00	6.4	6.7	6.7	9.8	12.30	15.4	20.40	24.60	24.40	14.5

Source : DRE de wilaya de MEDEA ,2009

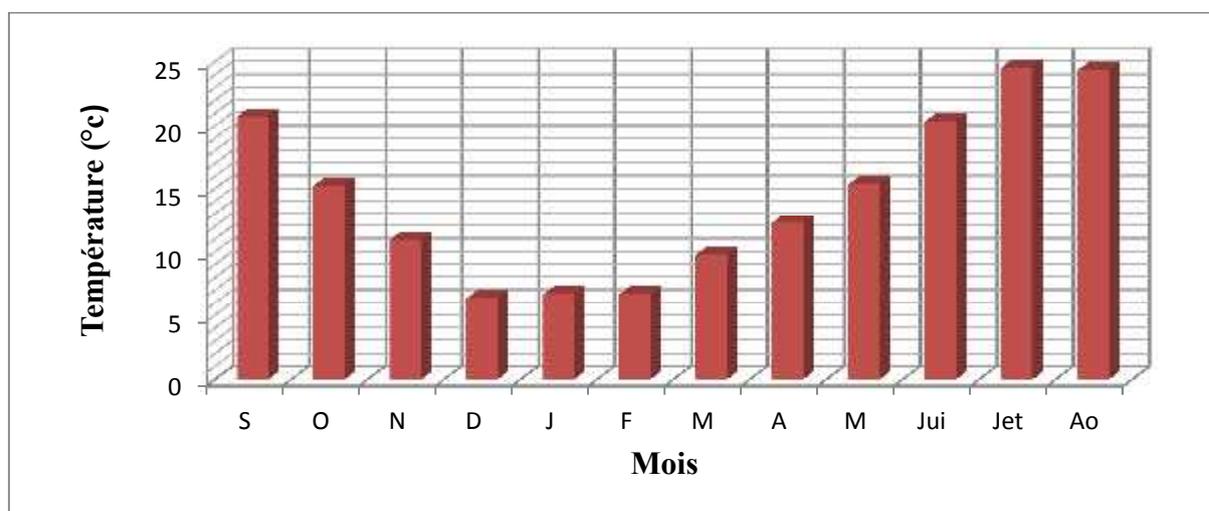


Figure I .2 .Répartition moyennes mensuelle de la température de nord de Médéa

I.3.2-Pluviométrie :

Les précipitations se caractérisent par une irrégularité annuelle présentant ainsi un phénomène très net de la pluviométrie méditerranéenne.

Tableau I .2.Précipitations moyennes mensuelles de la zone nord de la ville de Médéa.

Mois	S	O	N		J	F	M	A	M	J	JET	AOU	AN
pluviométrie (mm)	26	46	74	84	85	61	75	53	53	26	4	2	589
nombre de jour de pluie	4	6	8	9	9	9	9	7	6	3	4	2	76

Source : DRE de wilaya de MEDEA ,2009

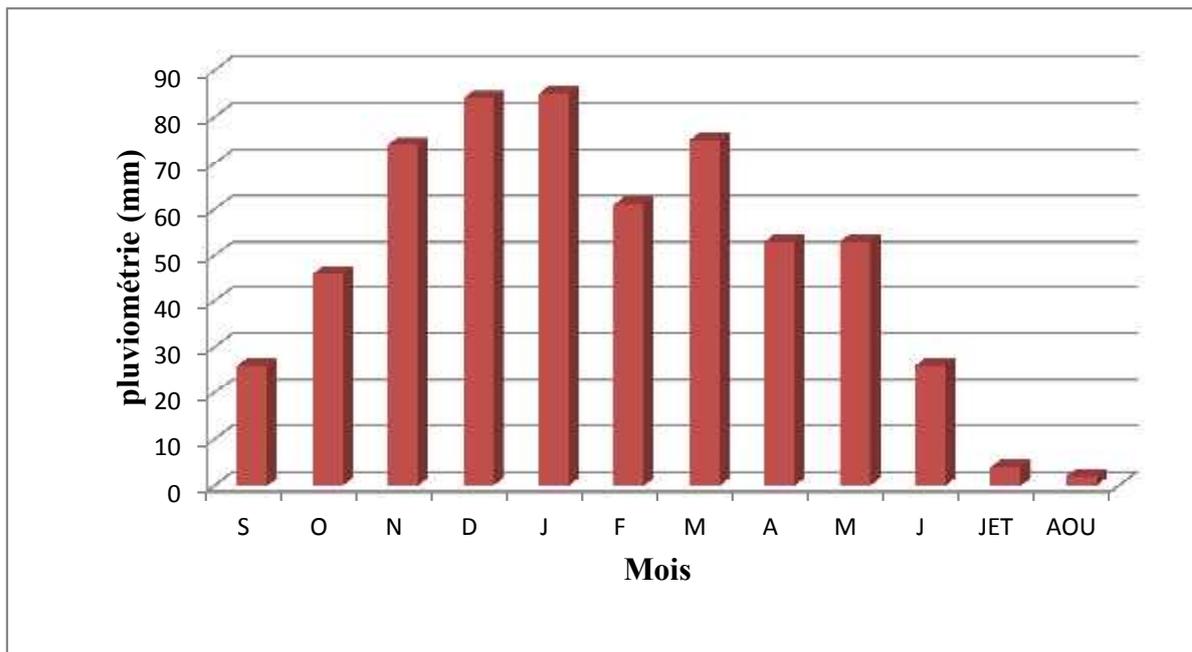


Figure I.3. Répartition moyennes mensuelle des précipitations de la zone d'étude.

I .3.3-Régime des vents : (source PDAU de Médéa, 2009).

Les vents dominants de l'ouest et du Nord et soufflent pendant la saison froide et pluvieuse.

I.4-Activité socio-économique :**I.4.1-Activité agricole :**

L'Activité agricole au niveau de la commune de Médéa est minime par rapport aux autres communes de la wilaya du Médéa, par conséquent, le nord de Médéa est dépourvu d'agriculture.

I.4.2-Activité industrielle :

La zone nord de Médéa ne dispose d'aucune activité industrielle.

I.5-Equipements :(Source PDAU de Médéa)

Le tableau suivant dénombre les principaux équipements (infrastructures) existants situés dans la partie nord de la ville de Médéa :

Tableau I .3-les équipements de la zone nord de la ville de Médéa :

Equipements	Nombre
Mosquée	2
Ecole	4
Garde communale	1
Station d'essence	1
Cimetière	2
Château d'eau	2
Source d'eau	2
Total des Equipements	14

I.6-Situation démographique :

Le nombre d'habitant actuellement de la commune de Médéa de l'année 2008, est de 136822 habitants (source monographie de la wilaya de Médéa), ainsi le nord de la ville de Médéa représente 05% de population totale du chef lieu, l'accroissement de la population sera calculé avec un taux de 1,6% jusqu'à l'année 2045a partir de l'année de référence 2008.

Le calcul de la population s'effectue selon la relation ci-après :

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

Avec:

P = Population future à l'horizon considéré;

P₀ =Population résidente à l'année considérée comme référence;

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

t=Taux d'accroissement.

La future station d'épuration prendra en charge non seulement les05% de population totale du chef lieu mais aussi :

- Les futurs plans d'occupation du sol :

Totale logement est de8040 logements Les futurs plans d'occupation du sol

Le taux d'occupation par logement est de 5 à long terme

La population des logements = nombre des logements * taux d'occupation par logement

=8040*5=40200 habitants

- une Cité universitaire de 7000 lits projetés.

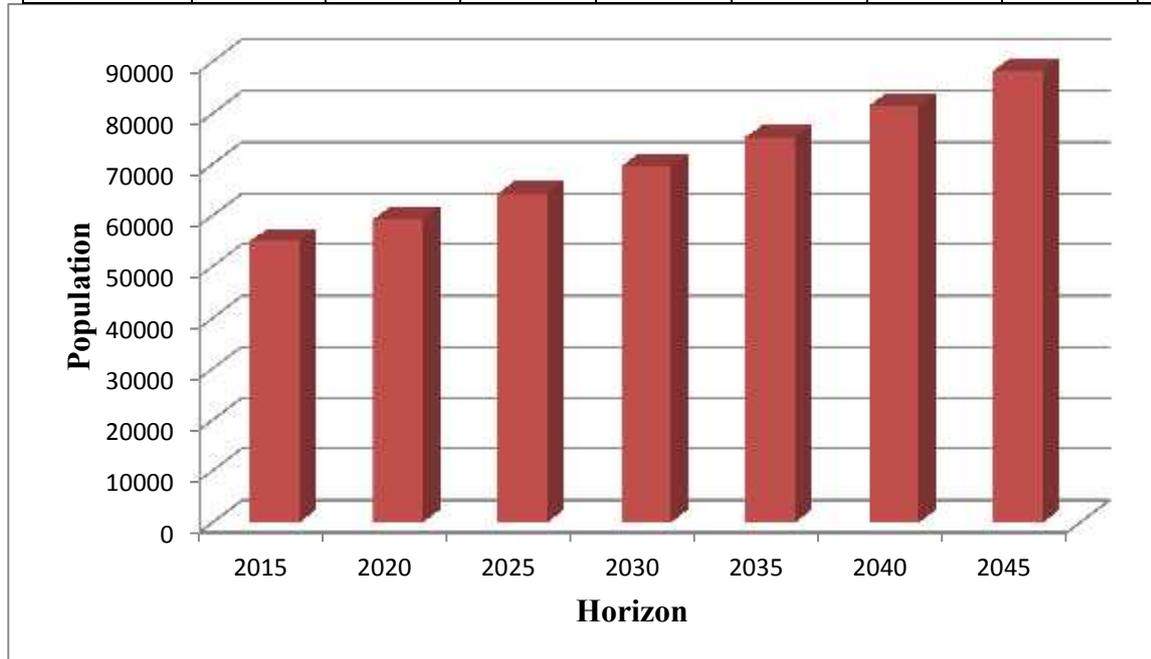
Les futurs plans d'occupation du sol et7000 lits projetés sont réalisés avant l'année 2015

Donc pour l'année 2015 on a:

$$P_{2015}=P_{2008} (1+0.016)^7 +40200+7000=54845$$

Tableau I .4-Evolution de la population de nord de la ville de Médéa.

Horizon	2008	2015	2020	2025	2030	2035	2040	2045
Population	6841	54845	59376	64281	69591	75340	81564	88302

**Figure I.4.** Evolution de la population de nord de la ville de Médéa.**I.7-Alimentation en eau potable:** (source algérienne des eaux)**I.7.1-Situation de l'alimentation en eau potable de la ville de Médéa :**

La ville de Médéa bénéficie de deux grandes adductions vers le réservoir Merdjechkir d'une capacité de 10000 m³ que nous les citons :

Premier transfert : se fait à partir de la station de traitement Oued chiffa vers le réservoir Merdjechkir avec un débit d'environ 130 l/s .cette station est à son tour alimentée par deux station à savoir :

- Station El Merjda avec une capacité de 5500m³ /j.
- Station El Djir avec une capacité de 3500m³ /j.

Le reste du volume est complété par les eaux d'Oued Chiffa avec un débit de 1500 m³ /j.

Deuxième transfert : se fait à partir de la station de pompage de Ghrib en transitant par le réservoir tampon Hannacha de 500m³ ensuite par une prise charge Ouled Messouad et station de pompage d'où les eaux rejoignent le réservoir Merdjechkirde 10000 m³

I.7.2-Estimation des besoins théoriques en eau potable:

L'estimation des besoins théoriques en eau potable est nécessaire pour l'évaluation des débits en eaux usée. Elle est calculée sur la base d'une dotation hydrique de 150l /j/h et du nombre d'habitants.

L'estimation du débit moyen de consommation ($Q_{moy,j}$) est calculée sur la base de la dotation hydrique.

$$Q_{moy,j} = q \times N/1000 \dots \dots \dots (I.2)$$

$Q_{moy,j}$: Débit journalier moyen de consommation des eaux potable.

q Dotation hydrique (150 l /j/hab).(Source : DRE de wilaya de MEDEA ,2015)

N Nombre d'habitant à l'horizon d'étude 2040.

Le débit des équipements généralement varie de 10 ÷20 % de $Q_{moy,j}$

Tableau I.5-Besoins en eau potable du nord de Médéa.

Horizon	2008	2015	2020	2025	2030	2035	2040	2045
Population	6841	54845	59376	64281	69591	75340	81564	88302
Qjmoy(m ³ /j)	1026.15	8226.75	8906.4	9642.15	10438.65	11301	12234.6	13245.3
Q equ (m ³ /j)	102.615	822.675	890.64	964.21	1043.86	1130.1	1223.46	1324.53
QEP T(m ³ /j)	1128.76	9049.42	9797.04	10606.36	11482.51	12431.1	13458.06	14569.83

I.8-Réseau d'assainissement de la commune de Médéa:

La zone d'étude dispose d'un réseau d'assainissement de type unitaire destiné à collecter les eaux usées domestiques et les eaux usées pluviales.

I.9- Choix du site d'implantation de la station d'épuration :

Avant d'entamer l'étude d'un système d'épuration, il est nécessaire de déterminer le lieu d'implantation de la station. Le choix du site pour la future station d'épuration se fait sur la base de PDAU de la commune de Médéa, le site de la station d'épuration se trouve donc dans la partie nord de la ville.

I.10-Implantation de la station :

La station d'épuration est un outil fondamental pour la protection des milieux naturels. La valorisation de l'image de la station passe par un ensemble de dispositions qui sont à prendre en considération pour l'élaboration du projet en commençant par le choix de l'emplacement du site.

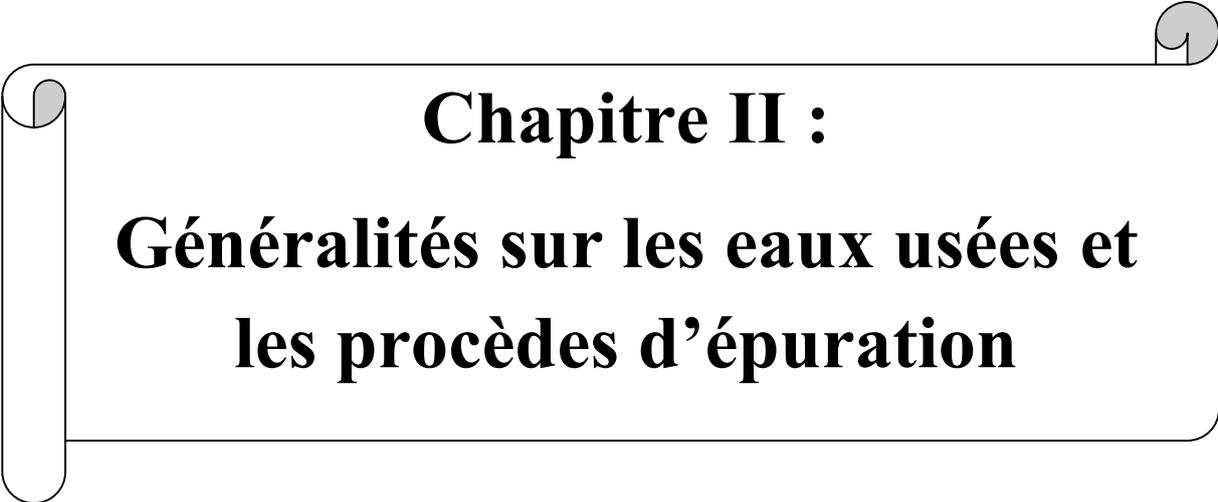
A cet égard, quelques règles doivent être respectées :

- Éviter les zones inondables entraînant parfois des dysfonctionnements pendant de longues périodes ; sinon veiller à mettre les équipements électriques hors d'eau.
- Éviter de construire à proximité d'habitations, de zones d'activités diverses (sportives, touristiques, industrielles,...). Dans la pratique, et pour éviter tout contentieux avec le voisinage, on réserve une distance minimale de 200 m en tenant compte de la dominance des vents (si possible).
- S'éloigner le plus possible des zones de captage même si le périmètre de protection est respecté.

- Réaliser des études géotechniques (vérification de l'imperméabilité par exemple pour un lagunage). La portance du sol (tenue des ouvrages et des canalisations de liaison) et les qualités du sol conditionnent beaucoup le coût du génie civil.
- Prendre des précautions particulières lorsqu'un aquifère se situe à faible profondeur (clapets en fond de bassins,...).
- Ne pas implanter les ouvrages dans les zones plantées d'arbres à feuilles caduques (lit bactérien, lagunage, bassin d'aération...).
- Penser aux extensions ou aux aménagements futurs (disponibilité et réservations de terrains).

I.11-Conclusion :

La connaissance de la situation géographique, topographique, climatique et hydraulique de la zone d'étude est la première étape indispensable dans l'élaboration d'un projet de conception d'une station d'épuration. En effet, ces données de base servent pour le dimensionnement et le choix du site d'implantation de l'usine de dépollution.



Chapitre II :
**Généralités sur les eaux usées et
les procédés d'épuration**

II.1. Généralités sur les eaux usées :**II. 1.1- Définition :**

Une eau résiduaire est une eau contenant des rejets d'activités humaines, industrielles et agricoles qui peuvent provoquer ou accroître la pollution du milieu naturel dans lequel elle est rejetée. Cette pollution peut être provoquée par des matières en suspension, colloïdales ou en solution de nature organique ou minérale.

II.1.2 Origine des eaux usées :

Les eaux usées proviennent principalement de trois sources :

- 1- Les eaux usées domestiques.
- 2- Les eaux usées industrielles.
- 3- Les eaux pluviales.
- 4- Les eaux agricoles.

II.1.2.1 Les eaux usées domestiques :

Elles proviennent des différents usages domestiques de l'eau. Elles sont essentiellement porteuses de pollution organique. Ces eaux sont de provenance différente :

- Eaux vannes.
- Eaux de ménage, de bains et de douches.
- Eaux des cours.

II.1.2.2 Les eaux usées industrielles :

Ces eaux proviennent des différentes usines de fabrication ou de transformation. La qualité de ces eaux varie suivant le type d'industrie, elles contiennent des matières organiques, minérales, des produits fermentescibles et peuvent être chargées en matières toxiques difficilement biodégradables qui nécessitent un traitement spécifique. Il est nécessaire de faire un prétraitement au niveau des usines avant d'évacuer ces eaux dans le réseau.

II.1.2.3. Les eaux pluviales:

Les eaux pluviales sont de même nature que les eaux domestiques et peuvent contenir en plus, des métaux lourds et des toxiques : plomb, zinc, hydrocarbures, ...

Les eaux de ruissellement peuvent être particulièrement polluées surtout en début de pluie :

- lessivage des sols, des surfaces imperméabilisées,
- remise en suspension des dépôts des collecteurs, ...

II.1.2.4. Les eaux agricoles :

L'agriculture est une source de pollution ; les eaux agricoles proviennent essentiellement des fermes ou cultures. Elles se caractérisent par de fortes teneurs en sels minéraux (azote, phosphore, potassium) issus des purins et lisiers d'élevage, ainsi que l'utilisation

irrationnelle des engrais lors de l'épandage. Les différents polluants d'origine agricole ne peuvent donc pas être recueillis et traités ultérieurement dans une station d'épuration .

De ce fait, ils atteignent les cours d'eau par ruissellement de surface ou par écoulement souterrain. (W.W.Eckenfelder, 1982).

II.1.3. Caractéristiques des eaux usées :

II.1.3.1. Origine de la pollution dans les eaux usées :

La pollution se manifeste généralement sous quatre formes principales :

- D'origine organique.
- D'origine microbiologique.
- D'origine toxique (minérale et organique).

II.1.3.1.1. La pollution organique :

La pollution organique des eaux urbaines se compose principalement de protéides, de glucides et de lipides ainsi que des détergents utilisés par les ménages et cuisines.

II.1.3.1.2. La pollution microbiologique :

L'eau usée est un milieu favorable pour le développement des germes pathogènes, la pollution microbiologique provoque chez l'homme des maladies hydriques tel que, la fièvre typhoïde, le choléra, la tuberculose.

II.1.3.1.3. La pollution minérale :

Elle est constituée essentiellement des métaux lourds en provenance des industries métallurgiques de traitement de minerais ou on peut citer le plomb, le cuivre, le fer, le zinc, le mercure.... (Gaid, 1984).

II.1.3.2 Les principaux paramètres de la pollution :

Les paramètres spécifiques qui permettent d'évaluer le degré de pollution des eaux usées se présente sous deux formes :

II.1.3.2.1 Paramètres physiques :

a)- La température :

La température est un paramètre dont le contrôle est indispensable surtout en présence d'effluents industriels. Ce paramètre peut influencer sur la solubilité des sels, la concentration de l'oxygène dissout et l'activité microbienne.

b)- La turbidité :

La turbidité est la mesure de l'aspect plus ou moins trouble de l'eau; c'est l'inverse de la limpidité. Techniquement, la turbidité correspond à la propriété optique de l'eau permettant à une lumière incidente d'être déviée (diffraction) ou absorbée par des particules plutôt que transmise en ligne droite. Elle est causée par diverses matières particulières

ou colloïdales composées de limon, d'argile, de composés organiques ou inorganiques ainsi que du plancton et d'autres micro-organismes.

c)- La conductivité :

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

d)-L'odeur :

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

e)-La couleur :

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

f)-Les matières en suspension (M.E.S) :

Se 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.

g)-Les matières volatiles en suspension (M.V.S) :

Elles représentent la fraction organique des matières en suspension. Elles sont mesurées par calcination à 550°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. (GAÏD, 1984).

h)-Les matières minérales (M.M) :

Elles représentent la fraction minérale des matières en suspension, c'est la différence entre les M.E.S et les M.V.S. (J.P.Becharc et.al, 1987)

i)-Les matières décantables et non décantables :

Elles sont composées des MES qui sédimentent en 2h dans une éprouvette ; cette analyse est surtout réalisée sur les effluents de sortie de certains ouvrages d'épuration (dessableur, décanteur) pour juger de leur rendement d'élimination de la pollution. Les matières non décantables sont celles qui restent dans le surnageant et qui vont être dirigées vers le procédé de traitement biologique ou chimique.

j)-Le PH:

La valeur du ph est très importante dans les procédés biologiques, le PH d'une eau représente son acidité ou son alcalinité dont le facteur le plus important est habituellement la concentration

en anhydrique de carbone lié à la minéralisation totale.

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

II.1.3.2.2 Les paramètres chimiques :

a). l'oxygène dissous :

L'oxygène toujours présent dans l'eau, n'en est pas un élément constitutif. Sa solubilité est fonction de la température, de la pression partielle dans l'atmosphère et de la salinité. L'oxygène dissous conserve ses propriétés oxydantes, soit par une réaction purement chimique, soit par des phénomènes électrochimiques d'où son importance dans le phénomène de corrosion.

La teneur de l'oxygène dans l'eau dépasse rarement 10mg/l. Elle est fonction de l'origine de l'eau : les eaux superficielles contiennent des quantités relativement importantes proches de la saturation ; par contre, les eaux profondes n'en contiennent le plus souvent que quelques milligrammes par litre.

b). La demande biochimique en oxygène (D.B.O5) :

La Demande Biologique en Oxygène (DBO) est la quantité d'oxygène nécessaire aux micro-organismes pour assimiler la pollution biodégradable sur une période définie.

En effet, une période allant de 21 à 28 jours serait nécessaire aux micro-organismes pour assimiler la totalité de la pollution biodégradable. Il a été déterminé qu'une période de 5 jours correspondait à l'assimilation de la pollution biodégradable carbonée (oxydation), et qu'ensuite les micro-organismes assimilaient la pollution biodégradable azotée (nitrification). Pour des raisons pratiques, on prendra en compte pour cette analyse la première phase de 5 jours que l'on notera DBO₅. Elle est exprimée en milligrammes d'oxygène par litre (mgO₂/l)

Par convention, la DBO ultime, trop longue à aboutir, est remplacée par la DBO₅, c'est-à-dire par la quantité d'oxygène consommée après 5 jours d'incubation. La DBO₅ ne représente normalement que la pollution carbonée biodégradable. (Mme belaabes.- Cours d'épuration, 5^{em} année).

c). La demande chimique en oxygène (D.C.O) :

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.

d). La notion de biodégradabilité :

Le rapport (DCO/DBO5) exprime le degré de biodégradabilité de l'eau usée qui représente la capacité d'une substance à être décomposée par les micro-organismes.

L'élévation du rapport indique un accroissement des matières organique non biodégradable. Il est donc révélateur de la présence d'une pollution industrielle et nous renseigne sur le type de traitement à adopter.

Tableau II.1. Coefficient de biodégradabilité (Gaid, Abdelkader, 1987).

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

II.1.3.2.3. Les paramètres complémentaires :

a) –Azote : On distingue 5 formes d'azote dans l'environnement :

- **L'azote organique :** constituant les cellules vivantes végétales ou animales.
- **L'azote ammoniacal (NH₄, ion ammonium):** qui provient de la décomposition par les bactéries de l'azote organique (Ammonification) ou des rejets directs d'animaux (urines, excréments).
- **Les nitrites (NO₂, azote nitreux) :** Ils sont souvent en quantité très faible car c'est une forme chimique très instable.
- **Les nitrates (NO₃⁻, azote nitrique) :** C'est une forme chimique stable.
- **L'azote gazeux (N₂):** cette forme est très présente dans l'air (environ 70 %). Ce gaz est très peu soluble dans l'eau.

L'azote dans les eaux usées urbaines brute est très présent sous forme d'azote organique et ammoniacal. On constate le plus souvent l'absence de nitrites et de nitrates. (Office International de l'Eau, 2005)

b)- Le phosphore :

Dans les eaux urbaines, le phosphore provient essentiellement des rejets humains et pour moitié de l'utilisation des détergents (lessives). On distingue deux types :

Le phosphore organique : résidu de la matière vivante.

Le phosphore minéral : essentiellement constitué d'orthophosphates (PO_4^{3-}) qui représente 50 % de la totalité contenue dans les eaux usées urbaines. Les orthophosphates constituent, au même titre que les nitrates, des agents fertilisants susceptibles de provoquer le phénomène d'eutrophisation.

c)- L'équilibre nutritionnel :

Le traitement biologique exige un certain équilibre nutritionnel qui permet la prolifération des micro- organismes responsables de la dégradation de la matière organique. Tout déséquilibre entraîne un faible rendement.

L'azote et le phosphore sont utiles pour le bon fonctionnement de l'épuration biologique.

$$\text{DBO}_5/\text{N}/\text{P} = (100\text{à}150)/5/1$$

$$\text{DBO}_5/\text{N} = 20$$

$$\text{DBO}_5/\text{P} = 100$$

$$\text{DCO}/\text{DBO}_5 = 2, 5. \text{ (Degrémont , 2005)}$$

II.1.3.2.4. Paramètres biologiques:

Les eaux usées contiennent aussi des contaminants microbiologiques (Bactéries, virus pathogènes et parasites).

L'eau est un milieu privilégié de la transmission de maladies hydriques 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. (J.P.Becharc et.al,1987).

II.1.3.3. Les normes des eaux résiduaires :(Gaid, Abdelkader, 1987)

Dans le cadre de la protection de l'environnement et la santé publique l'organisation mondiale de la santé (O.M.S) fixe des niveaux de rejet selon la destination de l'eau épurée :

Tableau II.2: Les normes de rejet des eaux usées.

PARAMETRES	VALEURS
DBO ₅ (mg/1)	30
DCO (mg /1)	90
MES (mg/1)	30
Température (c°)	30
Azote (mg /1)	40-50
Détergeant (mg /1)	01
Phosphate (mg /1)	02
Huiles (mg /1)	20

II .2. Procèdes d'épurations :

II.2.1) Définition :

L'épuration est une technique qui consiste à éliminer les matières indésirables que l'eau véhicule naturellement ou artificiellement en vue de son déversement dans le milieu naturel de sa réutilisation dans des fonctions diverses.

Il existe deux techniques d'épuration des eaux usées :

- l'épuration biologique (boues activées, lits bactériens, lagunage etc..).
- l'épuration physico-chimique.

Les techniques d'épuration des eaux usées sont illustrées sur la figure. N°II.1

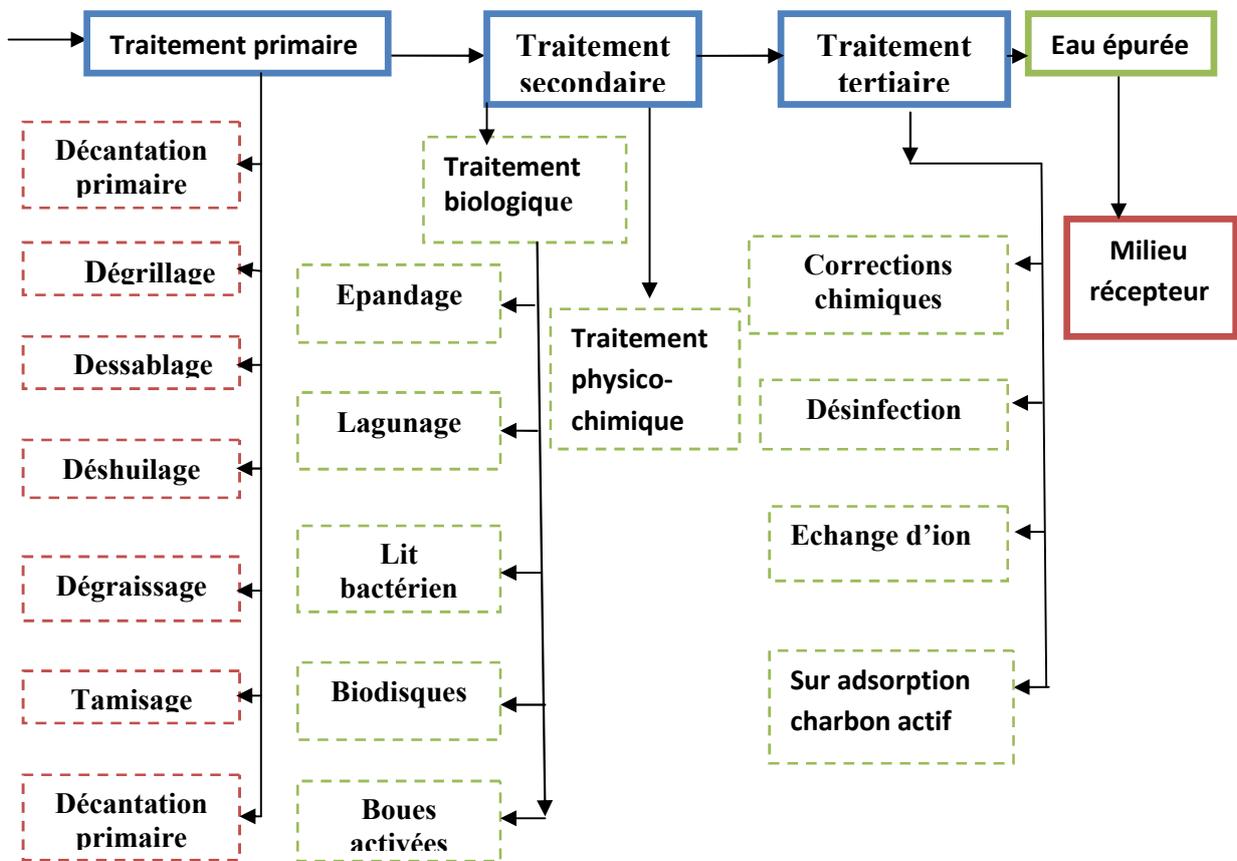


Figure II.1 - Chaîne de traitement d'une eau usée (LOUIZ SALAH, 2010).

II-2.2)-Prétraitements physiques : (J.P.Becharc et.al, 1987)

Les dispositifs de prétraitement sont présents dans toutes les stations d'épuration, quels que soient les procédés mis en œuvre à l'aval.

Ils ont pour but d'éliminer les éléments solides ou particuliers les plus grossiers, susceptibles de gêner les traitements ultérieurs ou d'endommager les équipements : déchets volumineux (dégrillage), sables (dessablage) et corps gras (dégraissage – déshuilage). Comme suite :

II-2-2.1)-Dégrillage :

Consiste à faire passer les eaux usées au travers d'une grille dont les barreaux, plus ou moins espacés, retiennent les éléments les plus grossiers. Après nettoyage des grilles par des moyens mécaniques, manuels ou automatiques, les déchets sont évacués avec les ordures ménagères. Les grilles peuvent être verticales, mais sont le plus souvent inclinées de 60 à 80° sur l'horizontale.

➤ Selon l'écartement des barreaux ou le dimensionnement des mailles on distingue :

a)- **Le pré dégrillage** : Espacement entre les barreaux 30 à 100mm Placer généralement en amont des pompes.

b)- **Le dégrillage moyen** : Espacement entre les barreaux 10 à 30mm.

c)- **Le dégrillage fin** : Espacement entre les barreaux 3 à 10mm. (Office international de l'eau, 2005)

Il existe différentes types de grilles :

➤ **Grilles manuelles :**

Elles sont composés de barreaux droits de section rectangulaire, inclinées sur l'horizontale de 60°, ces grilles sont généralement réservées aux petites installations d'épuration, le nettoyage s'effectue manuellement à l'aide d'un râteau.

➤ **Grilles mécaniques :**

Elles sont indispensable à partir d'une certaine taille de station d'épuration, voir même sur des installations de faible importance à fin de réduire les interventions manuelles de nettoyage.



Figure II.2: la grille manuelle



Figure II.3: la grille mécanique

II-2-2.2)-Tamisage :

Le tamisage est en fait un dégrillage poussé, et consiste en une filtration sur toile mettant en œuvre des mailles de différentes dimensions. On distingue :

a) Macro-tamissage :

Le macro-tamissage est destiné à retenir les particules supérieures à 200 μm . (Les matières en suspension flottantes, les débris végétaux, les herbes, insectes etc...) La charge de la pollution est ainsi réduite et allège la station d'épuration.

b) Micro-tamissage:

Le micro tamissage, qui retient les particules plus petites (inférieures à 200 μm), dont l'application aux prétraitements des eaux résiduaires est très limitée en raison d'un colmatage trop rapide.

II-2-2.3)-Dessablage :

Le dessablage débarrasse les eaux usées des sables et des graviers par sédimentation, L'écoulement de l'eau à une vitesse réduite de 0.3m/s dans un bassin appelé « dessableur » entraîne leurs dépôts au fond de l'ouvrage. Le domaine usuel du dessablage porte sur les particules supérieures à 200 μm . (Office international de l'eau, 2005)

Ces particules sont ensuite aspirées par une pompe. Les sables récupérés sont essorés, puis lavés avant d'être soit envoyés en décharge, soit réutilisés selon la qualité du lavage.

Le dessablage a pour objectif de :

- Eviter les dépôts dans les canalisations induisant leur bouchage.
- Protéger les pompes et autres organes mécaniques contre l'abrasion et l'usure.
- Eviter de perturber les autres stades de traitements, en particulier le réacteur biologique.
- Réduire la production des boues

II-2-2.4)-Dégraissage-déshuilage :

Le dégraissage-déshuilage vise à éliminer les graisses et les huiles dans les eaux usées, qui peuvent gêner l'efficacité des traitements biologiques qui interviennent ensuite. L'opération s'effectue par flottation. L'injection d'air au fond de l'ouvrage permet la remontée en surface des corps gras. Les graisses et huiles sont raclées à la surface, puis stockées avant d'être éliminées (mise en décharge ou incinération). Elles peuvent aussi faire l'objet d'un traitement biologique spécifique au sein de la station d'épuration.



Figure II.4.dessableur-deshuilleur (photo pris de la STEP de REGHAIA).

II-2-3) Traitements primaires :

Le traitement primaire correspond à un procédé de séparation solide-liquide dite décantation primaire. Ce traitement élimine 50 à 60% des matières en suspension et réduit d'environ 35% la DBO et la DCO.

La décantation primaire classique consiste en une séparation des éléments liquides et des éléments solides sous l'effet de la pesanteur. Les matières solides se déposent au fond de l'ouvrage pour former les "boues primaires". Ces dernières sont récupérées au moyen d'un système de raclage.



Figure II.5. Décanteur primaire (photo pris de la STEP de REGHAIA).

II-3)-Traitements secondaires :

Ce traitement permet d'éliminer les impuretés présentes sous forme soluble, ou lorsque leur taille ne leur permet pas d'être piégées dans le traitement primaire. on distingue deux types de traitement à savoir : un traitement Physico-chimique et un traitement par voie biologique.

II-3-1)-Traitement physico-chimique :

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

a)-Coagulation :

Consiste à déstabiliser des suspensions pour faciliter leur agglomération. Il faut neutraliser leurs charges de manière à réduire leurs forces de répulsion. Ainsi, les colloïdes présents dans les eaux de rivière sont généralement chargés négativement; il faut donc ajouter des coagulants de charge positive telle que les sels de fer ou d'aluminium, minéraux ou cations trivalents employés notamment dans le traitement de l'eau potable. En eaux industrielles, on utilise plutôt des coagulants organiques.

b)-Floculation :

Permet l'agglomération des particules neutralisées par la coagulation. Les flocculant, polymères organiques de synthèse (anioniques, neutres ou cationiques), piègent dans leurs mailles les petites particules déstabilisées pour former un floc. Les flocculant existent sous forme solide, en billes ou en solution.

Flocculant minéraux: farines de guar, produit à base d'algues.

c)-Décantation :

Permet la séparation des phases et donc le rejet de l'eau traitée (eau dont on a retiré les matières en suspension).

d)-Neutralisation :

Consiste à optimiser le PH des réactions précédentes par ajout d'une base (chaux).

e)-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.

➤ Avantage:

- généralement pour des collectivités de taille moyenne ou importante (>20000 EH) ;
- bonne élimination de MES et du Phosphore ;
- adaptation aux variations de charges (zone touristiques, industrielles) ;
- insensible au non biodégradabilité des effluents ;
- compacité de l'installation et faible emprise au sol. Cela offre une facilité de couverture et donc de désodorisation et par là une meilleure intégration dans l'environnement (adapté aux zones de montagne, au littoral, aux zones urbaines denses, etc.).

➤ Inconvénients:

- peu adapté aux petites collectivités sans automatisation et sans personnel permanent ;
- élimination incomplète de la pollution organique et de l'azote ;
- coûts d'exploitation élevés (réactifs) ;
- automatisation de l'injection pas toujours satisfaisante pour faire face aux brusques variations de charge ;
- production importante de boues putrescibles

II.3.2. Procèdes d'épuration biologique:

II.3.2.1. Définition :

Les procédés d'épuration biologique sont utilisés lorsque les éléments à éliminer sont sous forme soluble ou lorsque leur taille ne leur permet pas d'être piégés par les pré- traitements et traitements physiques sauf au prix d'un conditionnement physico-chimique complémentaire. Ils permettent de faire passer les éléments présents sous forme soluble ou colloïdales en éléments floculables et de constituer les agrégats que l'on peut de nouveau séparer de la phase liquide. La dégradation des matières organiques est le résultat de la vie des micro-organismes dont les plus importants et les plus nombreux sont les bactéries. Cette dégradation se fait en deux phases presque simultanées :

- Une phase d'adsorption très rapide au cours de laquelle les substances organiques s'adsorbent sur la membrane extérieure des bactéries.
- Une phase d'oxydation, plus lente au cours de laquelle a lieu l'oxydation des substances organiques en produits de décomposition tels que CO₂ et H₂O. (GAÏD, 1984).
- Selon le mode de nutrition, les bactéries se classent en deux catégories :
 - Les bactéries autotrophes, qui sont capables de faire la synthèse des éléments organiques de leur propre substance à partir des sels minéraux et de l'énergie lumineuse
 - Les bactéries hétérotrophes, utilisent par contre les substances organiques se trouvant dans le milieu pour la synthèse cellulaire.
- Selon le mode de respiration, les bactéries se classent en deux catégories :
 - Les bactéries aérobies
 - Les bactéries anaérobies

Les bactéries responsables de l'épuration sont donc hétérotrophes aérobies.

La vitesse de dégradation dépend de plusieurs paramètres tels que la quantité d'oxygéné, la masse totale de micro-organisme, la température et surtout la nature de l'effluent à traiter. En effet, de nombreuses substances (alcools, phénols, sucre, acides aminés, acides organique) sont très rapidement dégradées alors que d'autres (hydrocarbures chlorés, acides humiques) le sont plus lentement.

II.3.2.2. Description des différent procèdes d''épuration biologique :

Les principaux procédés d'épuration biologiques sont:

Les procédés extensifs ou naturels :

Parmi ces procédés, on distingue:

- Le lagunage naturel
- L'épandage des eaux (valorisation des eaux usées dans l'agriculture).

Les procédés intensifs ou artificiels

Parmi ces procédés, on distingue :

- Les boues activées
- Les lits bactériens
- Les disques biologiques

II.3.2.2.1. Les procédés extensifs ou naturels :

Ces procédés utilisent des moyens plus proches de la nature, ils nécessitent en général d'importantes superficies, et d'un temps assez long de séjour, on distingue :

a). Le lagunage naturel :

Ce mode a pour principe d'utiliser la végétation aquatique comme agent épurateur des eaux polluées. Le principe du lagunage est identique à celui des boues activées, sauf qu'il n'y a ni recyclage de boues, ni aération artificielle.

L'épuration par lagunage est réalisée grâce à un équilibre biologique, auquel participent des bactéries, du zooplancton, des algues et éventuellement des roseaux. Les matières en suspension de l'eau brute décantent dans le bassin de tête. Les bactéries assimilent la pollution dissoute, et l'oxygène nécessaire à cette dépollution est fourni d'une part par les algues (photosynthèse), et d'autre part par les échanges avec l'atmosphère au niveau du plan d'eau. Le zooplancton joue un rôle très important dans le fonctionnement des lagunes car il favorise l'abattement du taux des matières en suspension (filtration de la biomasse phytoplanctonique).

L'ensemble de ces phénomènes apparaît dans deux ou trois bassins en série, ce qui autorise l'étagement des phénomènes épuratoires. (HOULI, 2014)

Le lagunage naturel peut être utilisé en traitement complet des effluents ou en traitement tertiaire pour affiner la qualité de l'eau traitée par une boue activée (par exemple pour la désinfection).

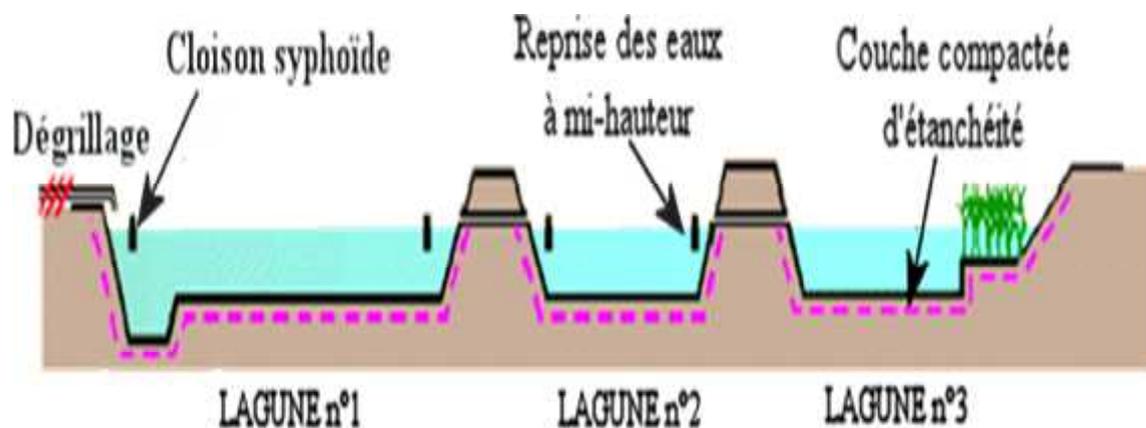


Figure II.6. Lagunage naturel (Jean-Marc BERLAND, 1991).

Dans les lagunes naturelles on distingue trois types :

- **Lagune naturelle aérobie** : La profondeur ne dépasse pas 1.2m et seuls les Organismes aérobies sont actifs ;
- **Lagune naturelle anaérobie** : La profondeur peut aller jusqu'à 3 à 4m, la dégradation des matières organiques est assurée par des bactéries anaérobies ;
- **Lagune facultative** : La profondeur est de là 2.5m. Ce type de bassin est composée de deux couches ; un aérobie en surface et l'autre anaérobie à l'intérieur.

❖ **Avantages et inconvénients du lagunage naturels.**

➤ **Avantages :**

- bien adapté au réseau unitaire (charge hydraulique - dilution) ;
- faibles coûts d'exploitation ;
- bonne intégration dans l'environnement ;
- bonne élimination des pathogènes ;
- boues peu fermentescibles ;
- raccordement électrique inutile ;
- bonne élimination de l'azote (70 %) et du phosphore (60 %).

➤ **Inconvénients :**

- emprise au sol importante ;
- contraintes de nature de sol et d'étanchéité ;
- variation saisonnière de la qualité de l'eau traitée ;
- nuisances en cas de défaut de conception et/ou d'exploitation (rongeurs, odeurs, moustiques) ;
- élimination de l'azote et du phosphore incomplète ;
- difficultés d'extraction des boues ;
- pas de réglage possible en exploitation ;
- sensibilité aux effluents septiques et concentrés.

b). Le lagunage aéré :

Le lagunage aéré se caractérise par des bassins de traitement dans lesquels la charge biodégradable d'un effluent est détruite par voie bactérienne, une partie au moins de ce traitement étant réalisée en aérobie grâce à un apport d'oxygène dissous dans l'eau artificiellement (aérateurs mécaniques, insufflation d'air, etc....) l'aération sert également au maintien en suspension des boues activées. Il n'y a pas de recirculation de la culture bactérienne. Le curage des boues se fait généralement une fois tous les deux ans.



Figure II.7. Lagune d'aération (Vincent Jehanci, 2001)

Type de lagunes aérées :

Il existe deux formes de lagunage aéré:

- **Le lagunage aéré strictement aérobie :** Dans ce type de lagunes, on maintient une concentration en oxygène dissous dans tout le bassin. La profondeur peut être de 2.4 à 2.8 m, dans laquelle l'oxygène et les matières en suspension sont uniformément répartie dans le bassin .
- **Le lagunage aéré aérobie/anaérobie facultatif:** Dans ce type de bassin, l'oxygène n'est maintenu que dans la partie supérieure et la plus grande partie des matières inertes en suspension et des matières biologiques non oxydées décantent au fond du bassin, où elles subissent une décomposition anaérobie . Le bassin peut être modifié pour comporter un compartiment séparé de décantation capable de fournir un effluent clarifié

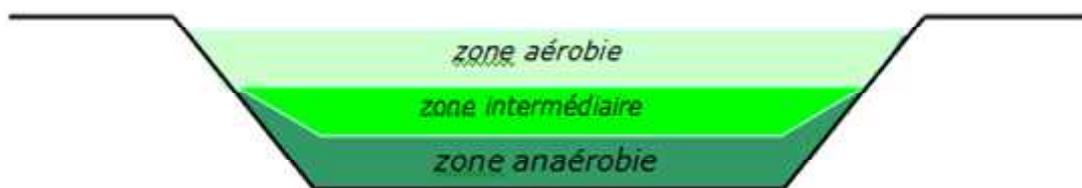


Figure II.8 : schéma en coup d'une lagune facultative

❖ Avantages et inconvénients du lagunage aéré.

➤ Avantages :

- Tolérant à la variation 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.

➤ **Inconvénient:**

- 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 .

➤ **Comparaison entre le lagunage naturel et le lagunage aéré :**

1- Temps de séjour : Le temps de séjour dans le lagunage naturel est très élevé (peut aller jusqu'à 50 jours) par rapport au lagunage aéré (quelques jours).

2- Superficie : La superficie nécessaire dans le lagunage naturel est très importante par rapport au lagunage aéré.

3-Consommation d'énergie : Il n'y a pas de consommation d'énergie pour le lagunage naturel, par contre dans les lagunages aérés une consommation d'énergie pour l'aération est obligatoire.

c). l'épandage :

L'infiltration percolation des eaux usées est un procédé d'épuration par filtration biologique aérobie sur un milieu granulaire fin. L'eau est successivement distribuée sur plusieurs unités d'infiltration. Les charges hydrauliques sont de plusieurs centaines de litres par mètre carré de massif filtrant et par jour. L'eau à traiter est uniformément répartie à la surface du filtre qui n'est pas recouvert. La plage de distribution des eaux est maintenue à l'air libre et visible.

Le principe de fonctionnement de cette culture peut être résumé par les figures suivantes :

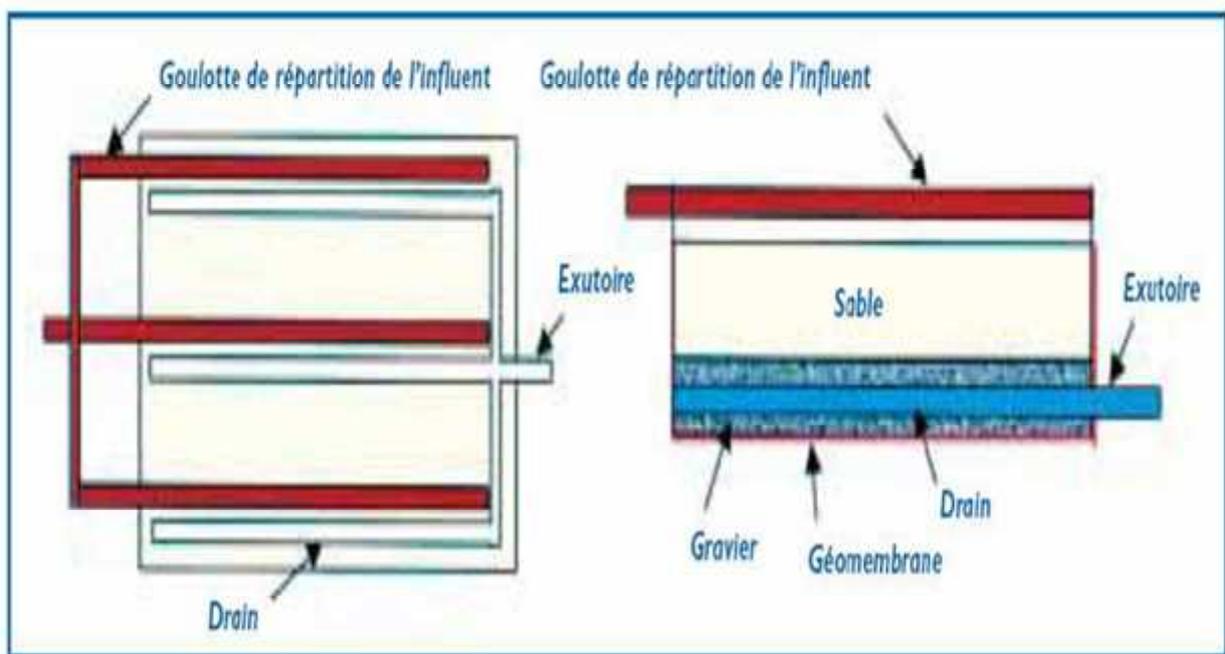


Figure II.9. le procédés de l'épandage (Jean-Marc BERLAND, 1991).

III.3.2.2. Les procédés intensifs ou artificiels :

Le but de ces procédés, est 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.

a) Les disques biologiques :

L'eau usée préalablement décantée, alimente un ouvrage dans lequel des disques fixés sur un axe sont mis en rotation à vitesse lente. Sur ces disques biologiques en plastique se développe alors un film bactérien. Les disques étant semi-immergés, leur rotation permet l'oxygénation de la biomasse fixée. En effet, lors de leur émergence, ces bactéries prélèvent l'oxygène nécessaire à leur respiration et lors de l'immersion, elles absorbent la pollution dissoute dont elles se nourrissent. Dès que le film biologique dépasse une épaisseur de quelques mm, il se détache et est entraîné vers le décanteur final où il est séparé de l'eau épurée. Les boues ainsi piégées sont renvoyées par pompage périodique vers l'ouvrage de tête pour y être stockées et digérées. (HOULI, 2014)

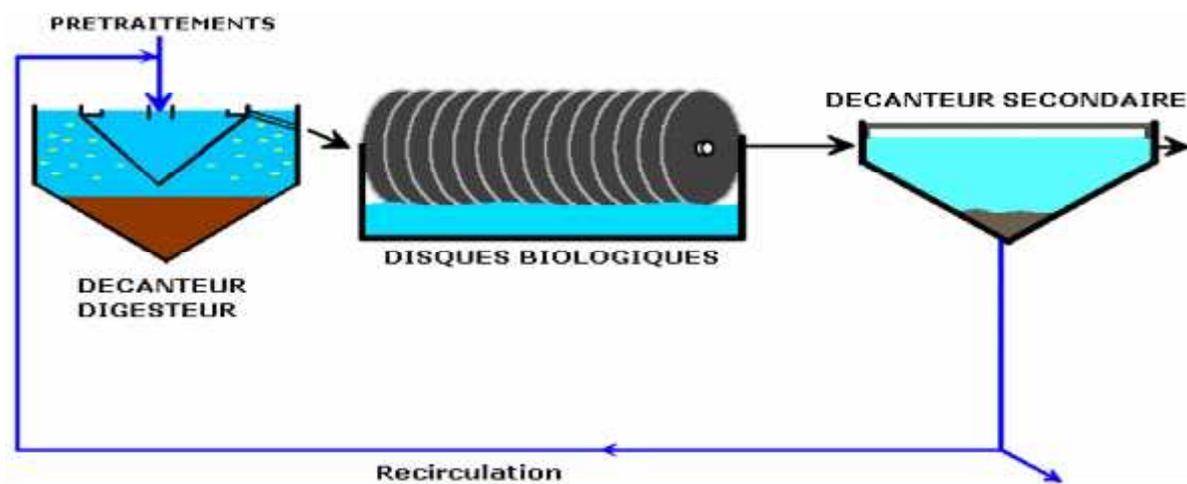


Figure II.10. disque biologique (Jean-Marc BERLAND, 1991).

b) lits bactériennes :

Ce procédé est basé sur le principe d'infiltration à travers le sol. Un lit bactérien se présente comme une colonne circulaire pouvant atteindre 4 à 5 mètres de hauteur dans laquelle se trouve un matériau poreux.

L'effluent ruisselle à la surface de la pellicule biologique qui prolifère sur le support (interstices), celle-ci renferme une forte concentration de bactéries, de champignons. Ces organismes absorbent et métabolisent la matière organique de l'effluent, l'appauvrissent progressivement au cours de son trajet.

L'approvisionnement en oxygène se fait par tirage naturel assurant ainsi les besoins en oxygène de la biomasse.

Les lits bactériens sont distingués selon la valeur de la charge massique : faible charge, forte charge, moyenne charge, et très forte charge. Pour cela, les paramètres de choix sont les suivants:

1. Degré de nuisance :

Les lits bactériens sont rarement inodores et attirent d'une façon générale les mouches et les insectes, notamment au changement de climat. Les problèmes d'odeurs et de mouches se trouvent surtout au niveau des lits à faible charge, et se réduisent jusqu'à devenir presque inexistantes pour les lits à forte charge

2. Sensibilité :

Il est reproché aux lits bactériens de présenter une grande sensibilité au colmatage, accentué par des rejets industriels comprenant des graisses, des fibres

Cette sensibilité au colmatage est très accentuée pour les lits à faible charge où il n'y a pas de recyclage de l'effluent pour permettre l'auto-curage des lits. La sensibilité au froid des lits plastiques diminue le rendement de l'épuration.

3. Matériau :

Les lits bactériens sont chers à l'investissement surtout pour garnissage plastique.



Figure II.11 : Pièces ou matériaux à l'intérieur du lit (Jean-Marc BERLAND, 1991).

4. Rendement de l'épuration :

Dans les lits à faible charge, le rendement d'épuration est très élevé et peut atteindre 95%, aux fortes charges le rendement varie de 65% à 80%. Le travail de minéralisation des boues est réservé au digesteur.

Les lits bactériens ont l'avantage d'être :

- D'une faible dépense d'énergie réduite au seul pompage (alimentation).
- D'un faible entretien.
- D'une gestion simple et d'une sensibilité relative à la fluctuation de charge. (HOULI, 2014)

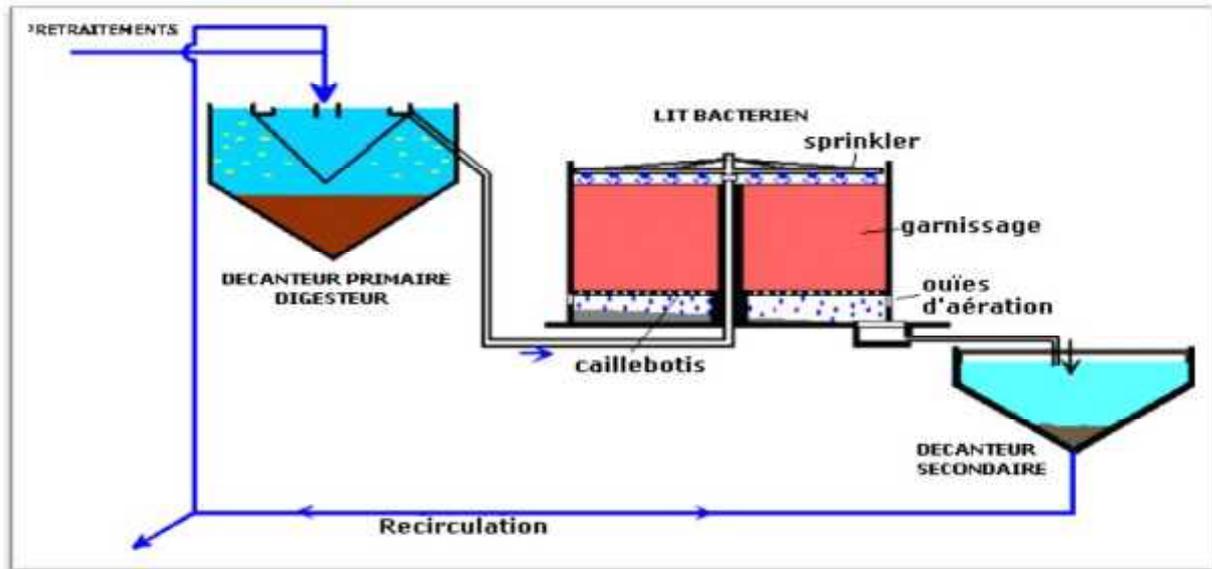


Figure II.12. Lit bactérien (Jean-Marc BERLAND, 1991).

C .boues active :

C'est le procédé le plus répandu actuellement pour l'épuration des eaux résiduaires urbaines des petites, moyennes ou grandes agglomérations.

Le procédé à boues activées est un système en continu dans lequel des micro-organismes sont mis en contact avec des eaux usées renfermant des matières biodégradables pendant un temps suffisant.

Ces amas biologiques sont maintenus en agitation au sein de l'eau de façon à assurer un contact avec toute la partie de l'effluent. L'oxygénation est fournie en quantités suffisantes par des aérateurs.

Ainsi, dans le bassin d'aération, en présence d'oxygène, les micro-organismes vont se développer et se reproduire aux dépens des matières biodégradables formant ainsi des flocons décantables, orientés par la suite vers un clarificateur.

A la sortie une eau traitée et de la boue sera produite, une partie de ces boues sera expédiée vers les organes de traitement de boues et l'autre partie réintroduite dans l'aérateur.

Charge d'une installation :

On définit la charge massique comme étant le rapport de la pollution entrante par unité de masse de population bactérienne chargée de son élimination, la masse bactérienne étant évaluée par le poids de MVS.

$C_m = \text{DBO}_5 \text{ (entrée (kg/j))} / \text{kg MVS dans l'aérateur.}$

On distingue les systèmes:

- à oxydation totale (aération prolongée)..... $0,05 < C_m < 0,1$
- à faible charge (kgDBO₅/kg boues .j)..... $0,1 < C_m < 0,2$

- à moyenne charge (kgDBO5/kg boues .j)..... $0,2 < C_m < 0,5$
- à forte charge (kgDBO5/kg boues .j)..... $0,5 < C_m < 1$
- à très forte charge (kgDBO5/kg boues .j)..... $1 < C_m < 5$

Ces limites sont évidemment approximatives et variable avec les auteurs.



Figure II.13. Schéma de fonctionnement d'une station à boues activées (ABDELLIMOHAMMED, 2011)

Tableau II.3. Les avantages et les inconvénients des différents procédés d'épuration. (Cyril Gommella, 1986)

Procédés	Avantages	Inconvénients
Epandage	<ul style="list-style-type: none"> • Utilisé pour la revalorisation des sols et pour la recharge des nappes. 	<ul style="list-style-type: none"> • Nécessite une surface importante. • Risque de contamination des nappes aquifères. • Risque de colmatage de sol. • Dispersion de germes pathogène. • Procédé non utilisé en période pluvieuse.
Lagunage	<ul style="list-style-type: none"> • élimination d'azote de phosphore jusqu'à 60%. • Production minimale de boues en excès. • Absence de recyclage et de décantation primaire. • L'oxygène est assuré par l'activité photosynthétique des plantes. 	<ul style="list-style-type: none"> • Nécessite une grande surface. • Les lagunes anaérobies et facultatives dégagent de mauvaises odeurs. • Le développement rapide de la flore aqueduc favorise la population des mouches et moustiques. • Contrôle et exploitation difficile du processus de fermentation.
Lit bactérien	<ul style="list-style-type: none"> • Faible entretien. • Exploitation facile. • Economie d'énergie. • Résister aux variations de charges. 	<ul style="list-style-type: none"> • Sensible au colmatage. • Décantation primaire indispensable. • Sensible au froid. • Développement d'odeur et des mouches. • Investissements coûteux.
Disque biologique	<ul style="list-style-type: none"> • Aération naturelle. • Exploitation facile. • Insensible aux brusques variations de PH. • Absence de recyclage. • Faible demande énergétique. 	<ul style="list-style-type: none"> • Construction et entretien difficile. • Sensible aux huiles et graisse. • Sensible à l'apport brutal des matières toxiques. • Réservé à la pollution biodégradable. • S'emploie pour de petites stations (≤ 10000 hab).
Boue activée	<ul style="list-style-type: none"> • S'applique aussi bien pour les eaux résiduaires urbaines ou industrielles. • Bon rendement (>92%) • Résistance aux variations de température. • Forte concentration en biomasse. • Possible avec ou sans décanteur primaire 	<ul style="list-style-type: none"> • La déshydratation des boues est très difficile. • Coût de concentration élevée. • Consommation importante d'énergie. • Forte production de celle-ci. • Efficacité réduite en présence d'ions toxiques. • Nécessité d'une aération et d'un brassage forcé. • Nécessité d'un déshuileur et d'une recirculation.

II .5.Choix de procédé de traitement :

Pour le choix de procédé d'épuration en tient compte de :

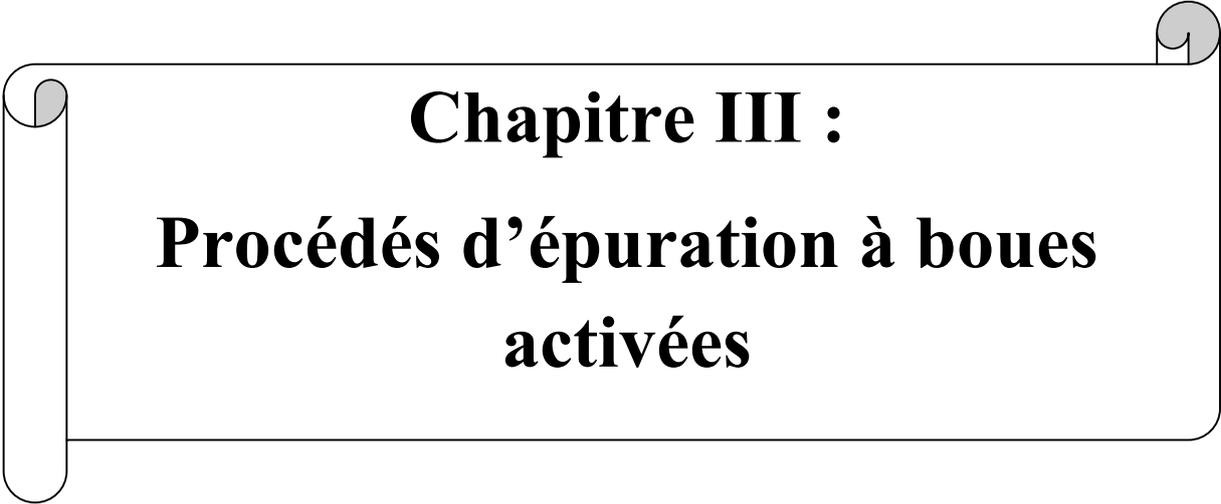
- ✓ La qualité du milieu récepteur et les usages de l'eau.
- ✓ Le type de réseau : fonctionnement d'une station d'épuration conventionnelle est adapté à un assainissement de type séparatif qui assure un débit régulier des eaux usées.
- ✓ La pollution : en fonction du type de pollution, différents types de procédés peuvent être utilisés.
- ✓ La population : dans les communes ou la population peut varier considérablement durant l'année, le lagunage s'avère un procédé adapté. Il y a également possibilité d'utiliser un procédé physico-chimique.
- ✓ Les caractéristiques du terrain : emplacement, topographie, surface disponible.
- ✓ Le coût de l'exploitation : prenant en compte les frais de main d'œuvre, les frais énergétiques, l'entretien et le renouvellement du matériel.
- ✓ Les problèmes d'exploitation et fiabilité des installations.

II .6.Conclusion :

Dans ce travail, nous avons présenté les différents procédés d'épuration avec les différents types de traitement qui sont nécessaires pour la réalisation d'une station.

Parmi ces traitements, nous avons cité le traitement physique qui est destiné à éliminer les matières grossières et les flottants, et le traitement biologique qui assure l'élimination des matières dissoutes ou à fines particules.

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.

A decorative scroll frame with a black outline and rounded corners. The top-left and top-right corners feature a grey scroll effect. The text is centered within the frame.

Chapitre III :
Procédés d'épuration à boues
activées

Introduction :

L'origine des boues activées résulte des observations de ARDEN et LOCKETT en 1914 à Manchester. Ces observations sont : Une eau d'égout aérée permet le développement rapide d'une flore bactérienne capable de dégrader des matières organiques polluantes. Dans les conditions idéales d'aération, les micro-organismes d'une eau usée se développent et s'agglomèrent en flocons. Au repos, ces derniers se séparent très bien de la phase liquide par décantation. C'est dans le clarificateur que cette séparation entre la boue et l'eau clarifiée a lieu. Une partie des boues est renvoyée dans l'aérateur pour le réensemencement permanent ou réinjectée en tête de station, l'autre en excès, est éliminée et doit faire l'objet d'un traitement séparé.

Le processus d'épuration peut comprendre plusieurs étapes :

- Les prétraitements.
- Le traitement primaire.
- Le traitement secondaire.
- Les traitements complémentaires.
- Le traitement de boues résiduelles.

III.1. Composants d'une station d'épuration par boues activées : (Claude Cardot, 1999)

Une station de traitement par boues activées comprend en plus du prétraitement et éventuellement du traitement primaire :

- 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 de l'eau épurée et de la culture bactérienne.
- Un dispositif de recirculation des boues assurant le retour vers le bassin d'aération des boues biologiques récupérées dans le clarificateur, cela permet de maintenir la quantité de micro-organismes 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 les micro-organismes et la nourriture, d'éviter les dépôts, et de favoriser la diffusion de l'oxygène. L'installation d'une station d'épuration par boues activées comprend successivement

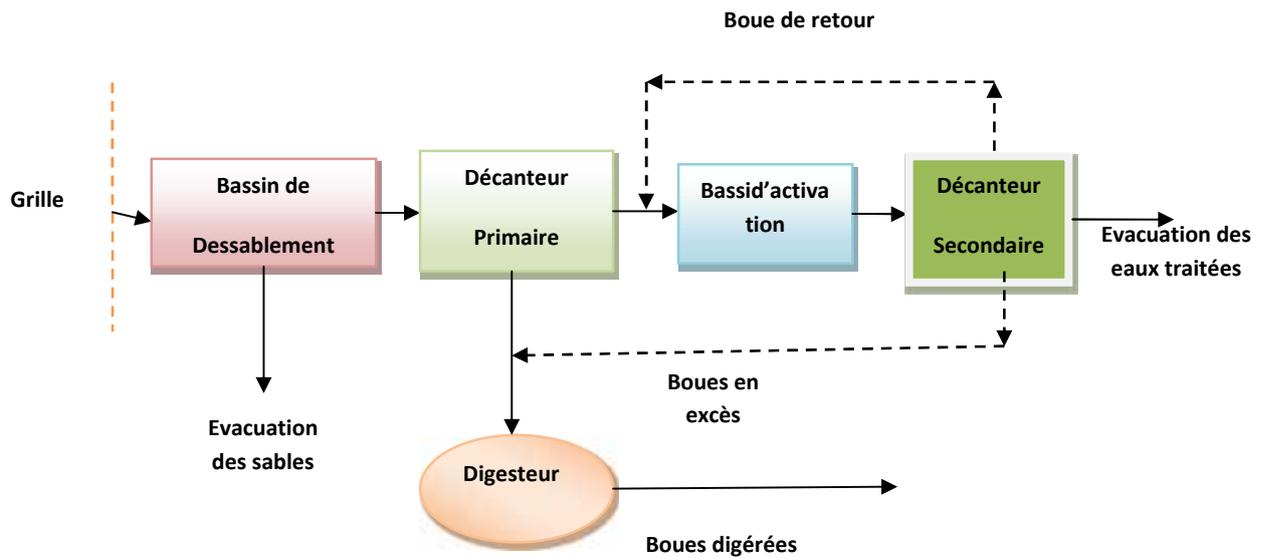


Figure III.1. Schéma d'une station d'épuration par boues activées.

III.2. Types de traitement par la technique de boues activées : (HOULI, 2014)

III.2.1. Mélange intégral :

Le mélange intégral 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

III.2.2. Mélange piston :

Dans ce cas, l'eau pénètre à l'une des extrémités du bassin et avance « de front » vers l'autre extrémité. L'effluent injecté à un instant donné progresse donc en bloc (en piston). Il circule lentement dans le sens longitudinal.

III.2.3. Comparaison entre les deux systèmes :

Le réacteur à mélange piston conduit à des rendements d'élimination en DBO plus importants que le bassin à mélange intégral. Ceci pour des temps de séjour faibles. Le système à mélange intégral est préféré pour sa stabilité et les faibles variations de la concentration de l'effluent traité. La dilution instantanée de l'effluent brut dans le bassin permet d'absorber plus facilement les changements soudains de charge.

III.3. Paramètres de traitement par boue activée:

III.3.1. Facteurs de charge :

III.3.1.1. Charge massique C_m :

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 :

- 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.

$$C_m = \frac{L_0}{X_t} \dots\dots\dots III.1$$

Avec :

L_0 : Charge journalière de DBO₅ en kg /j.

X_t : Quantité total des boues présentes dans le bassin d'aération (kg MVS/j).

III.3.1.2.Charge volumique C_v :

La charge volumique C_v correspond à la quantité journalière de pollution à dégrader(en kg DBO₅/j) dans le volume V (m³) de l'ouvrage. Elle s'exprime en kg DBO₅ / (j. m³).

(Office international de l'eau, 2005)

$$C_v = \frac{L_0}{V} \dots\dots\dots III.2$$

L_0 : Charge journalière de DBO₅ en kg /j.

V : volume de bassin d'aération en m³

III.3.2.Ages des boues :

L'âge des boues θ 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.

L'âge des boues détermine de nombreux aspects du traitement, tels que :

- taille et densité du floc biologique,
- degré de minéralisation (% MVS) de la boue biologique,
- présence de bactéries nitrifiantes,
- présence et diversité de la microfaune prédatrice de bactéries (Protozoaires, Rotifères, Nématodes, ...).

$$\theta = \frac{X_t}{\Delta X} = \frac{X_a \times V}{\Delta X} \dots\dots\dots III.3$$

Avec :

θ : Age des boues.

ΔX : la masse de boues extraites quotidiennement.

X_a : Concentration de la masse bactérienne présente dans le bassin d'aération.

V : le volume de l'aérateur.

➤ **Relation entre la charge massique et volumique**

$$C_v/C_m = X_a \dots\dots\dots \text{III.4}$$

Avec X_a : concentration de la masse bactérienne présent dans le bassin d'aération.

- On classe les systèmes d'épuration suivant la charge appliquée ; le tableau ci-dessous représente le classement des systèmes d'épuration. (GAÏD, 1984)

Tableau III.1:classement des procédés par boues activées.

Appellation	Charge massique C_m (Kg DBO ₅ /Kg MES.j)	Charge volumique C_v (KgDBO ₅ /m ³ .j)	Agés des boues en jour	Rendement R d'élimination de la DBO ₅
Faible charge	$C_m < 0,15$	$C_v < 0,40$	10à30	R ≥ 90% Nitrification possible
Moyenne charge	$0,15 \leq C_m < 0,4$	$0,5 < C_v < 1,5$	4à10	R = 80à90% Nitrification possible aux températures élevées
Forte charge	$0,4 \leq C_m < 1,2$	$1,5 < C_v < 3$	1,5à4	R < 80%

III.3.3.Choix du procédé d'épuration :

Pour arriver à dimensionner une station d'épuration il faut choisir une de ces procédés on prenant en considération leurs avantages et inconvénients qu'on va les cités ci-après :

a. Procédé à forte charge :

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

b. Procédé à moyenne charge :

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

c. Procédé à faible charge :

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

Tableau. III.2 : Avantages et inconvénients des différents procédés :

	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 DBO₅. - 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.

III.3.4. Indice de MOHLMAN :

C'est le rapport entre le volume des boues décantées en une demi-heure et la masse de matières en suspension contenue dans ce volume. Il est donné par :

$$I_m = \frac{V}{M} \dots\dots\dots III.5$$

Cet indice est utilisé pour apprécier l'aptitude d'une boue à la décantation ou bien il permet de traduire la bonne aptitude 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. (GAÏD, 1984)

III.3.5. Paramètres influençant le processus épuratoire :

III.3.5. 1 Effet de la température :

Les variations de température affectent tout processus biologique. 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. Ceci est valable dans le cas des boues activées à faible charge. Cependant, en fortes charges, le floc a tendance à se disperser, ce qui conduit à une mauvaise décantation des boues dans le clarificateur.

Il peut être nécessaire, avec le refroidissement, d'accroître la teneur en biomasse du liquide afin de maintenir le rendement à son niveau maximal. Les basses températures occasionnent une augmentation de la viscosité donc une décantation plus lente. (HOULI, 2014)

III.3.5.2. Influence de PH :

L'épuration biologique des eaux résiduaires est un processus enzymatique. Ce qui implique une zone optimum de PH, aux environs de la neutralité entre 6,5 et 8,5. (HOULI, 2014)

III.3.5.3. Influence de la toxicité :

La présence de substances toxiques dans l'effluent à traiter se traduira par une inhibition partielle ou totale de l'activité des micro-organismes

Tableau III.3. Concentration de quelques ions métalliques nocive pour l'activité des micro-organismes

Métal	[métal] (mg/l)
Cu	1 -2
Ni	1 -4
Zn	3 -10
Cr	5 -15
Pb	5 -15
Hg	0,5 -2
Al	2 -5

III.3.5.4. Besoins en nutriments :

Les micro-organismes exigent comme tous les êtres vivants une alimentation équilibrée. Cette alimentation requiert la présence d'azote, de phosphore et d'un certain nombre d'oligo-éléments. Ces derniers sont généralement présents en quantité suffisante dans les eaux résiduaires domestiques, ce qui n'est par contre pas le cas des eaux industrielles.

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

(DBO5/N=20).Et(DBO5/p=100)Et (DBO5/N/p=100 à150/ 5/1).). (ROGER Pujol, 1990)

III.3.5.5 Besoins en oxygène:

Dans le système aérobie que constitue le traitement par boues activées, la teneur en oxygène ne doit pas être un facteur limitant ; la teneur en oxygène dissous dans le bassin d'aération doit être de 1 à 2mg/l au moins.

Les deux phénomènes suivants sont à l'origine des besoins théoriques en oxygène :

- Oxydation des Matières Organiques
- Destruction des matériaux cellulaires lors de la phase de respiration endogène.

Elle est donnée par la relation suivante :

$$\text{Poids O}_2 = a' \text{ Poids DBO}_5 \text{ éliminé} + b' \text{ Poids matières volatiles.}$$

On peut donc écrire :

$$q \text{ O}_2 = a' \cdot L_e + b' \cdot X_t \dots \dots \dots \text{III.6}$$

Avec :

$q \text{ O}_2$ est exprimée en Kg/j

L_e : DBO éliminée exprimée en Kg/j

X_t : masse totale de boues présentes dans l'aérateur en Kg.

a' : est la fraction de pollution transformée en énergie de synthèse au cours de l'épuration. C'est aussi la quantité d'oxygène à fournir aux bactéries pour qu'elles synthétisent la matière vivante à partir de 1g de pollution.

b' : coefficient lié à la respiration endogène

Tableau III.4. Valeur de a' et b' en fonction de type de procédé utilisé

Paramètre	Forte charge	Moyenne charge	Faible charge	Aération
a' (Kg O₂/Kg DBO₅)	0.52	0.57	0.60	0.64
b' (Kg O₂/Kg	0.11	0.08	0.07	0.07

Les valeurs des deux coefficients a' et b' sont obtenues expérimentalement au laboratoire La consommation d'oxygène est fonction des multiples facteurs tels que le pH, la température, la turbulence, type de flore etc.

Pour la respiration endogène, l'équation relative à l'oxydation de la matière vivante s'écrit :



On constate que 113 g de matière vivante exigent 160 g d'O₂ pour être minéralisées. Si on appelle b , le coefficient représentant la quantité de matière vivante détruite par endogènes pour fournir l'énergie d'entretien.

$$\text{On a : } b' = (160 / 113) b \text{ soit } b' = 1,42 b$$

b est exprimé en Kg MVS détruit/ Kg MVS.j

L'oxydation d'une cellule de formule $C_5H_7NO_2$ requiert 1,42 fois son poids d'oxygène d'ou $a' = 1,42 a$

III.4. Evaluation de la DBO et de la masse bactérienne en fonction du temps d'aération:

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 III-2):

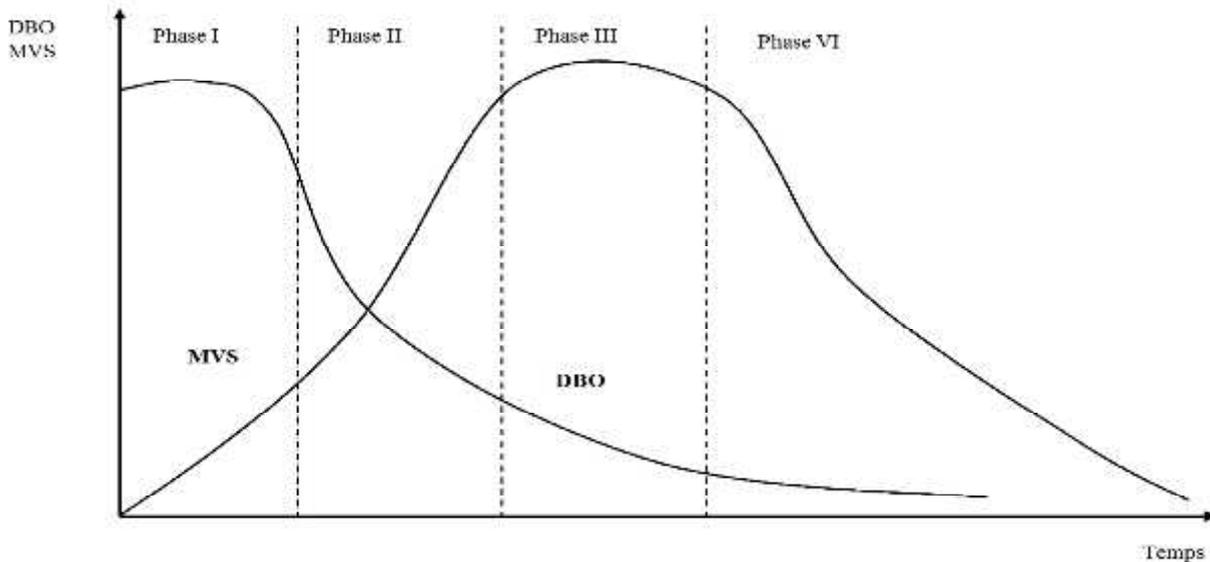


Figure III.2. Progression de la masse microbienne

Phase N°1 :(croissance rapide)

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.

La phase de croissance de la masse bactérienne en présence d'un substrat dans un milieu aéré, est décrite par une loi exponentielle de la forme :

$$X=X_0 \exp (\mu t) \dots \dots \dots (III.7)$$

X=masse bactérienne présente dans le milieu à l'instant t

X₀=masse bactérienne présente dans le milieu à l'instant t=0

μ= est le taux de croissance des bactéries ;

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

$$X_1=X_0 + X \dots \dots \dots (III.8)$$

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

$$a_m = \Delta x / \Delta L \text{ soit : } \Delta x = a_m (l_0 - l_1) = a_m l_e \dots \dots \dots (III.9)$$

Où

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

$$a_m(L_0-L) = X_0(\exp(\mu t)-1) \dots \dots \dots \text{..(III.10)}$$

Ou encore :

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

C'est l'équation d'une droite qui peut conduire à calculer μ en portant $\text{Log}(1+a_m (L_0-L)/X_0)$ en fonction de t . Ce terme est souvent interprété comme étant le temps nécessaire pour doubler la population bactérienne. Il est généralement utilisé pour le dimensionnement du bassin d'aération.

Phase N° 2 : (croissance ralentie)

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

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

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

K est la croissance ralentie ; le signe (-) correspond a la disparition de la DBO,Apres intégration entre l'état final (caractérisé par L_f) et l'état initial (caractérisé par L_0) et en supposant une concentration moyenne en boues dans le bassin notée X_a , il devient

$$\text{Log}(L_f/ l_0)=-X_a*K*t \text{ ou encore } L_0=L_f \exp(X_a * k *t) \dots \dots \dots \text{(IV.13)}$$

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

$$L_0 / L_f = (1 / (1+X_a * K* t)) \dots \dots \dots \text{(IV.14)}$$

Phase N°3 :

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

$$\frac{dX}{dt} = -bX$$

dX/dt : Vitesse de disparition du substrat

b : Taux de mortalité

Phase N°4 :

L'épuisement du milieu en matières organiques, provoque la mort de nombreux micro-organiques. 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 (CO_2 , H_2O , $\text{NO}_2 \dots$).

III.5. Système d'aération :

L'aération est une étape importante des procédés biologiques de traitement: elle apporte l'oxygène nécessaire aux microorganismes pour oxyder l'effluent. Elle entraîne le brassage des bassins dans un procédé par boues activées, les coûts de l'aération représentent la part la plus importante (souvent de 60 à 80%) de la dépense énergétique (qui constitue le 1/3 du coût de fonctionnement)

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.

- **Aérateurs de surface : projection de l'eau dans l'air**

Ils sont dominants sur les petites et moyennes installations à boues activées et sur les lagunes, rares sur les très grosses stations d'épuration.

Il s'agit d'appareils qui assurent principalement la dissolution d'oxygène par projection dans l'air de la liqueur à aérer. Interviennent également l'introduction dans la masse liquide des bulles formées lors de la retombée de l'eau projetée et le renouvellement de la surface libre du liquide.

- **Aérateurs de fonds : par insufflation d'air**

Ces systèmes réalisent l'introduction d'air surpressé en profondeur dans les bassins, ce qui limite les nuisances spécifiques telles que le bruit et les aérosols des aérateurs de surface.



Figure III.3. Bassin d'aération par diffuseur d'air (photo pris de la STEP de REGHAIA).

III.7. Le décanteur 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.
- r interstitielle, ou clarification, est normalement assurée par décantation.



Figure III.4.décanteur secondaire (photo pris de la STEP de REGHAIA).

III.8.Traitement tertiaire :

III.8.1.définition :

Un traitement tertiaire consiste à éliminer le phosphore résiduel et l'azote ou les micropolluants biologiques (microorganismes) ou chimiques (molécules) encore présent dans les eaux traitées et qui menacent ou interdisent les usages envisagés. Dans le cas des micropolluants biologiques, on parle de «désinfection» de l'eau lorsqu'il s'agit d'en diminuer la charge bactérienne et virale.

III.8.2.Traitement de l'azote :

Les processus d'élimination de l'azote dans une station d'épuration biologique sont :

a) L'ammonification :

C'est la transformation de l'azote organique en azote ammoniacal. La vitesse d'ammonification dépend essentiellement de la concentration en azote ammoniacal. Dans la grande majorité des cas, compte tenu de la nature de l'azote organique et des paramètres de fonctionnement des stations et plus particulièrement du temps de séjour de l'eau dans les ouvrages, la plus grande partie de l'azote organique sera ammonifiée.

On peut résumer les étapes de transformation de l'azote organique en azote ammoniacal comme suit :

**b) L'assimilation:**

C'est l'utilisation d'une partie de l'azote ammoniacal et éventuellement organique pour la synthèse bactérienne. L'assimilation peut jouer un rôle important pour l'élimination de l'azote dans certains effluents industriels. Mais dans bien des cas, l'assimilation ne suffit pas à elle seule à éliminer l'azote, car les quantités présentes dans les effluents à traiter sont bien supérieures à ce qui peut être assimilé pour la synthèse. (HOULI, 1990)

c) La nitrification:

C'est l'oxydation de l'azote ammoniacal en nitrite puis en nitrate. Elle s'effectue en deux stades par des micro-organismes autotrophes :

- oxydation de NH_4^+ en NO_2^- : nitrification est l'œuvre essentiellement des germes Nitrosomonas
- oxydation de NO_2^- en NO_3^- : (nitrification) les bactéries responsables de cette deuxième réaction, appartiennent principalement au genre Nitrobacter.

La réaction globale simplifiée de la nitrification peut s'écrire :



La nitrification n'est possible que si l'azote est présent au départ sous forme ammoniacale. Du fait que le taux de croissance des hétérotrophes, responsables de l'oxydation de la pollution carbonée, est plus élevé que celui des nitrificateurs autotrophes, l'âge de la boue dans le système épurateur choisi a un effet déterminant sur la nitrification.

Dans des conditions de pH comprises entre 7,2 et 8 ; l'âge de boues minimal exprimé en jours pour démarrer une nitrification en boues activées, est lié à la température. En dessous de 8°C, le démarrage de la nitrification est extrêmement aléatoire mais par contre, si la flore nitrifiante a pu être préalablement développée et implantée à des températures normales, le procédé de nitrification peut se maintenir à des températures très inférieures avec des rendements d'oxydation de l'azote ammoniacal diminués.

La nitrification demande des besoins en oxygène supplémentaires. Il faut fournir 4,6 mg d'oxygène par mg de N (NO₃⁻) produit. (HOULI, 1990)

Remarque :

L'effet de la température est très important. La cinétique de nitrification, dans une plage de 10 à 20 °C, varie linéairement avec la température ; la cinétique à 20°C étant 2 fois plus élevée qu'à 10 °C. Au-dessous de 10°C et au-dessus de 30 °C, l'activité nitrifiante chute rapidement.

d. La dénitrification :

C'est la transformation à l'interface –eau-sédiment de l'azote nitrique N-NO₃⁻ en azote moléculaire N₂ par l'intermédiaire des bactéries anaérobies facultatives.

La réduction se produit selon différentes réactions que l'on peut schématiser comme suit :
NO₃⁻ → NO₂⁻ → NO → N₂O → N₂ (HOULI, 1990)

III.8.3.Traitement du phosphore :

L'élimination du phosphore, ou "déphosphatation", peut être réalisée par des voies physico-chimiques ou biologiques.

a. Traitements physico-chimiques :

L'adjonction de réactifs, comme des sels de fer ou d'aluminium, permet d'obtenir une précipitation de phosphates insolubles et leur élimination par décantation. Ces techniques, les plus utilisées actuellement, éliminent entre 80 % et 90 % du phosphore, mais engendrent une importante production de boues.

b. La déphosphatation biologique :

Le principe de la déphosphatation biologique consiste en une suraccumulation de phosphore dans la biomasse. Si des teneurs de 2 à 3 % en phosphore dans les boues sont obtenues sous des conditions normales et correspondent aux besoins des bactéries, le mécanisme de suraccumulation nécessite de placer la biomasse alternativement en phase anaérobie et aérobie.

➤ **En phase anaérobie :**

Des bactéries à cétoènes anaérobies facultatives utilisent le carbone organique pour produire de l'acétate. Celui-ci est réutilisé par d'autres bactéries aérobies qui ne peuvent utiliser qu'une gamme de substrats plutôt limitées. Elles stockent celui-ci et l'énergie utilisée pour ce stockage provient de l'hydrolyse du poly phosphate ce qui explique la phase de relargage de phosphate dans le milieu. (HADJRABAH, 2004)

➤ **En phase aérobie :**

Ces mêmes bactéries trouvent dans l'oxygène les accepteurs d'électrons nécessaires à leur métabolisme, les stocks engrangés sont utilisés pour leur croissance et la reconstitution de leur réserve en poly phosphate.

Cette réabsorption est plus importante que ce qui avait été relégué en anaérobiose. Ainsi par succession de phases anaérobies - aérobies, on peut obtenir une accumulation progressive du phosphore dans ces micro - organismes jusqu'à des valeurs pouvant atteindre 10 % de leur poids sec.

Tout ce processus conduit à assurer une élimination du phosphore de l'ordre de 50 à 65 % dans les eaux à traiter. Cette limite impose qu'on envisage des solutions complémentaires où la part de phosphore restante sera précipitée par l'ajout d'un réactif. (HADJRABAH, 2004)

III.8.4.La 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.

II.9.Traitement des boues :

Les Principales méthodes de traitement des boues sont :

III.9.1.Epaississement

C'est le premier stade de réduction du volume des boues à traiter. Le dimensionnement et le coût d'exploitation de la chaîne de traitement des boues en sont directement dépendants. Le plus souvent on appelle épaississement l'augmentation de concentration des boues collectées dans les décanteurs de clarification, tout en évitant d'atteindre une valeur éventuellement incompatible avec le pompage de ces boues. (DEBICHE Yassine, 2014)

Diverses méthodes sont utilisées pour épaissir les boues :

- Epaississement gravitaire.
- Epaississement dynamique.

Il présente divers avantages :

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

III.9.2.Stabilisation :

La stabilité des boues est obtenue, lorsque les matières organiques contenues dans les boues n'évoluent plus en dégageant par exemple, des odeurs émanant du processus de fermentation. Il suffit de contrôler cette phase par une diminution des matières organiques fermentescibles présentes dans les boues.

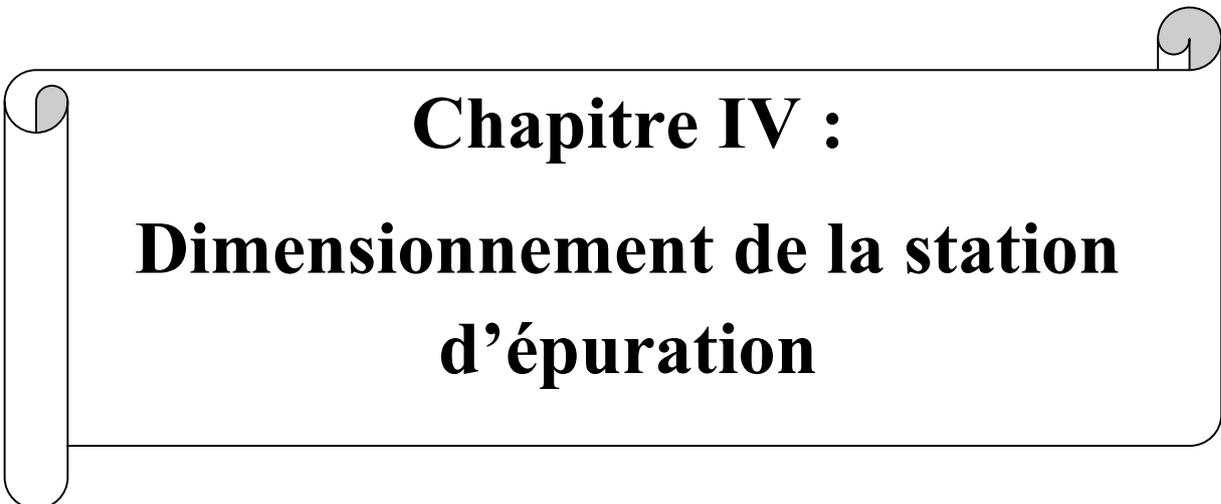
La stabilisation des boues a pour but de réduire leurs pouvoirs fermentescibles. Les traitements de stabilisation utilisés sont de type biologique, chimique ou thermique.

III.9.3.Déshydratation des boues :

La déshydratation constitue la seconde étape de réduction du volume des boues sur les boues épaissies, stabilisées ou non, afin d'obtenir une siccité des boues plus poussée (en moyenne comprise entre 20 et 30 % selon la nature des boues). La déshydratation représente plusieurs avantages : elle facilite le stockage et réduit donc le coût du transport, elle améliore la stabilisation (temps de séjour augmenté) et facilite une utilisation en agriculture.

II.10.Conclusion :

On a examiné dans ce chapitre 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.

A decorative frame resembling a scroll, with a vertical bar on the left side and rounded corners. The text is centered within this frame.

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

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.

IV-1. Calculs de base pour le dimensionnement :

Tous les ouvrages de la station ont été dimensionnés pour traiter les eaux usées à l'horizon 2030 et 2045.

IV.1.1. Estimation des débits :

Le volume rejeté par les habitants est estimé à 80 % de la dotation. La direction de l'hydraulique de la willaya de Médéa a opté pour une dotation de 150 /hab/j pour la zone nord de la ville de Médéa l'estimation des rejets en eaux usées comprend le calcul des débits suivant:

- a- Le débit moyen journalier: « Q_{moyj} »
- b- Le débit moyen horaire: « $Q_{moy,h}$ »
- c- Les débits de pointe de temps sec « Q_{pts} »
- d- Les débits de pointe de temps de pluie « Q_{ptp} »
- e- Le débit diurne « Q_d ».

a) Les données de la base :

Tableau IV.1: les données de la base.

Paramètre	Quantité
DBO ₅	207 mg /ld'O ₂
DCO	341 mg /l
MES.	387 mg /l
Phosphore	4,32 mg /l
Azote globale (NGL)	45 mg /l

(Source DIRECTION D'HYDRAULIQUE DE MEDEA.2010)

b). Le débit moyen journalier :

Le débit moyen journalier se calcule comme suit :

$$Q_{moy,j} = Nbrhab * D * Cr = Q_{eq,totale} * Cr \dots \dots \dots (IV.1)$$

Avec :

- D : dotation (150l/hab/j),
- Nbrhab : nombre d'habitant l'horizon considéré,
- Cr: coefficient de rejet.

➤ **Pour l'horizon 2030 :**

$$Q_{moy,j} = 11482.51 * 0.8 = 9186.00 \text{ m}^3/\text{j}.$$

➤ **Pour l'horizon 2045 :**

$$Q_{moy,j} = 14569.83 * 0.8 = 11655.86 \text{ m}^3/\text{j}.$$

c) -débit moyen horaire :

Il est donne par la relation suivante :

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{moy,j}}{24} \dots\dots\dots(IV.2)$$

➤ **Pour l'horizon 2030**

$$Q_{moy,h} = \frac{9186.00}{24} = 382.75 \text{ m}^3/\text{h}$$

➤ **Pour l'horizon 2045**

$$Q_{moy,h} = \frac{11655.86}{24} = 485.66 \text{ m}^3/\text{h}$$

d)- le débit de pointe en temps sec :

On le calcule par la relation suivante :

$$Q_{pts} = K_p * Q_{moy,j} \dots\dots\dots(IV.3)$$

K_p: coefficient de pointe

$$\left\{ \begin{array}{l} K_p = 1,5 + 2,5 / \sqrt{Q_{moy,j}} \rightarrow \text{Si } Q_{moy,j} > 2,8 \text{ l/s} \dots\dots\dots(IV.4) \\ K_p = 3 \rightarrow \text{Si } Q_{moy,j} \leq 2,8 \text{ l/s} \end{array} \right.$$

➤ **pour l'horizon 2030** on a $Q_{moy,j} = 106.32 \text{ l/s}$

$$K_p = 1,5 + 2,5 / \sqrt{106.32}$$

Donc $K_p = 1,74$

$$\text{Donc } Q_{pte} = 1.74 * 106.32 = 185 \text{ l/s} = 0.185 \text{ m}^3/\text{s}$$

➤ **pour l'horizon 2045** on a $Q_{moy,j} = 134.91 \text{ l/s}$

$$K_p = 1,5 + 2,5 / \sqrt{222.77}$$

Donc $K_p = 1,71$

$$\text{Donc } Q_{pte} = 1.71 * 134.91 = 230.69 \text{ l/s} = 0.230 \text{ m}^3/\text{s}$$

e)-Débit de pointe en temps de pluie :

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

$$Q_{ptp} = (2 \div 5) Q_{pts} \dots \dots \dots (IV-5)$$

On prend une dilution de 3 et on trouve :

- pour l'horizon 2030 $Q_{pte p} = 3 * 185 = 555 \text{ l/s}$
- pour l'horizon 2045 $Q_{pte p} = 3 * 230.69 = 692.08 \text{ l/s}$

f)-le 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 :

$$Q_d = Q_{moy j} / 16 \dots \dots \dots (IV.6)$$

- Pour l'horizon 2025 $Q_d = 9186.00 / 16 = 574.12 \text{ m}^3/h$
- Pour l'horizon 2040 $Q_d = 11655.86 / 16 = 728.49 \text{ m}^3/h$

IV.1.2. Evaluation des charges polluantes:

On calcule les charges polluantes à partir des résultats des analyses.

a)- La charge moyenne journalière en DBO5:

$$L_0 = C_{DBO5} (\text{Kg/m}^3) * Q_j (\text{m}^3/j) \dots \dots \dots (IV.7)$$

Avec : - L_0 : charge moyenne journalière en DBO5

- C_{DBO5} : la concentration en DBO5 moyenne (Kg/m^3).
- Q_j : débit moyen journalier en (m^3 / j).

Nous avons $C_{DBO5} = 207 \text{ mg/l}$

Donc :

- Pour l'horizon 2030 $L_0 = 207 * 10^{-3} * 9186.00 = 1901.50 \text{ kg/j}$
- Pour l'horizon 2045 $L_0 = 207 * 10^{-3} * 11655.86 = 2412.76 \text{ kg/j}$

b)-La charge moyenne journalière en MES :

$$N_0 = C_{MES} (\text{kg}/\text{m}^3) * Q_j (\text{m}^3 / j) \dots \dots \dots (IV.8)$$

Avec : - N_0 : charge moyenne journalière en MES.

- C_{MES} : la concentration moyenne en MES (Kg/m^3).

Nous avons : $C_{MES} = 387 \text{ mg/l}$

Donc :

- Pour l'horizon 2030 $N_0=387*10^{-3}*9186.00 =3554.98\text{kg/j}$
- Pour l'horizon 2045 $N_0=387*10^{-3}*11655.86=4510.82\text{kg/j}$

Tableau IV.2.calculs de bases de dimensionnement des ouvrages d'épuration de la station pour les deux horizons.

Désignation des données de base du projet	Horizon2030	Horizon2045
Coefficient de rejet.	80 %	80 %
Consommation en eau potable totale (m ³ /j)	11482.51	14569.83
Débit moyen en eaux usées (m ³ /j)	9186.00	11655.86
Débit moyen horaire de rejet (m ³ /h)	382.75	485.66
L'équivalent habitant	76550	97133
Coefficient de pointe par temps sec	1,74	1.71
Débit de pointe par temps sec (m ³ /h)	666	830.48
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)	1998	2491.48
Charges polluantes (DBO₅, MES)		
Charge journalière en(DBO ₅) (kg/j)	1901.50	2412.76
Charge journalière en(MES) (kg/j)	3554.98	4510.82

IV.2. Les prétraitements

IV-2-1.Dimensionnement de Dégrillage :

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

Largeur de la grille :

La largeur de la grille est calculée par l'expression suivante :

$$B = \frac{S \cdot \sin \alpha}{h_{\max} (1 - \beta) \sigma} (m) \dots\dots\dots(\text{IV.9}) \text{ Avec :}$$

B : largeur de la grille.

h_{\max} : (0.15 à 1 ,5 m) hauteur maximale admissible sur une grille.

β : fraction de la surface occupée par les grilles.

$$\beta = \frac{d}{d+e}$$

On a pour : les grilles grossières : $d = 2\text{cm}, e = 5 \text{ à } 10\text{cm}.$ (Degrémont. 2005)

les grilles fines : $d = 1\text{cm}$, $e = 0,3$ à 1cm . (Degrémont. 2005)

Tel que :

d : épaisseur des barreaux (cm)

e : espacement des barreaux (cm).

S : surface de passage de l'effluent $S = \frac{Q_p}{V}$

Q_p : Débit de pointe de temps de pluie (m^3/s).

V : Vitesse de passage à travers la grille (m/s).

$V = (0.6-1.40)m/s$ au débit de pointe. (Degrémont. 2005)

σ : Coefficient de colmatage des grilles

$\sigma = 0,5$ pour un dégrillage automatique.

$\sigma = 0,25$ pour un dégrillage manuel.

En remplaçant la surface par sa formule l'expression devient comme suit :

$$B = \frac{Q_p \cdot \sin \alpha}{V \cdot h_{\max} \cdot (1 - \beta) \cdot \sigma} \dots\dots\dots(\text{IV.10})$$

IV-2-1.1.L'horizon 2030 :

a). Le dégrillage grossier:

On a $Q_{\text{pte p}} = 555\text{l/s} = 0.56\text{m}^3/\text{s}$

On prend $\alpha = 60^\circ$; $V = 1\text{m/s}$; $h_{\max} = 0,8\text{m}$

$\sigma = 0.5$ (Dégrillage automatique)

$d = 2\text{cm}$ et $e = 5\text{cm}$, donc $\beta = 0.29$

$$\text{On obtient : } B = \frac{0.56 \sin 60^\circ}{1.0,8 \cdot (1 - 0.29) \cdot 0,5} = 1.7\text{m } \mathbf{B=1.7m}$$

b). le dégrillage fin :

Pour le dégrillage fin, on prend : $e = 0,5\text{cm}$ $d = 1\text{cm}$ Ce qui donne $\beta = 0,67$

$$B = \frac{0,56 \cdot \sin 60^\circ}{1.0,8(1 - 0,67) \cdot 0,5} = 3.67\text{m}$$

On a : $B = 3.67\text{m}$, on prend deux dégrilleurs fin de **1.83m** de largeur

c).Le calcul de la longueur :

On a une hauteur de grille de 0.8m

On a : $\sin\alpha = h / L$ alors : $L = 0.8 / \sin 60 = 0.9m$;

On y ajoute 0.6m pour le débordement

Donc on trouve $L = 1.5 m$

IV.2.1.2 horizon 2045 :**a). Le dégrillage grossier :**

On a :

$$Q_p = Q_{p(2045)} - Q_{p(2030)} = 0.69 - 0.56 = 0.13 \text{ m}^3/\text{s}$$

On prend $\alpha = 60^\circ$, $V = 1 \text{ m/s}$, $\sigma = 0.5$ (dégrillage automatique)

$d = 2 \text{ cm}$ et $e = 5 \text{ cm}$, donc $\beta = 0.29$

$$\text{On obtient : } B = \frac{0.13 \cdot \sin 60^\circ}{1.0,8 \cdot (1 - 0.29) \cdot 0,5} = 0.39 \text{ m}$$

B=0.39 m

b). le dégrillage fin :

Pour le dégrillage fin, on prend : $e = 0,5 \text{ cm}$, $d = 1 \text{ cm}$ Ce qui donne $\beta = 0,67$

$$\text{On obtient : } B = \frac{0.13 \cdot \sin 60^\circ}{1.0,8(1 - 0,67) \cdot 0,5} = 0,85 \text{ m}$$

B=0.85 m

c).Le calcul de la longueur :

On a : $\sin\alpha = h / L$ alors : $L = 0.8 / \sin 60$; avec 0.6m de débordement on trouve :

L = 1.5m

IV.2.1.3 Calcul des pertes de charge :

Pour le calcul du dégrilleur **Krischmer** a établi une formule donnant la perte de charge dans une grille en fonction du coefficient de forme des barreaux et l'angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontal.

L'expression des pertes de charges est donnée comme suit :

$$\Delta H = \beta \left(\frac{d}{e} \right)^3 \frac{V^2}{2g} \sin\alpha \dots\dots\dots(\text{IV.11})$$

Avec:

ΔH : perte de charge(m).

β : coefficient dépendant de la forme des barreaux.

d : espacement entre les barreaux (cm).

g : accélération de la pesanteur (m/s^2).

α : angle d'inclinaison de la grille.

e : épaisseur des barreaux.

Tableau IV.3. Valeur de β on fonction de la forme de section (**Gaid, Abdelkader ,1987**)

Typedebarreau	β
Section rectangulaire	2,42
Section rectangulaire ensemi-circulaireà l'amont	1,83
Section rectangulaire avec arrondi semi-circulaireà l'amont et à l'aval	1,67
Sectioncirculaire	1,79
Section ovoïde avecunegrandelargeurà l'amont	0,76

a).La grille grossière :

On a : $\beta = 1,79$ (Barreaux de section circulaire)

$$d = 2cm, e = 5cm, \alpha = 60^\circ, V = 1m/s$$

$$\text{Donc : } \Delta H = 1,79 \left(\frac{2}{5}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{(1)^2}{2,9,81} \text{Sin}60^\circ = 0,023m$$

Donc $\Delta H = 2.32 \text{ cm}$

b).la grille fine :

On a : $\beta = 1,79$ (barreaux de section circulaire)

$$d = 1cm, e = 0,5cm, \alpha = 60^\circ, V = 1m/s$$

$$\text{Donc : } \Delta H = 1,79 * \left(\frac{0.5}{1}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{(1)^2}{2,9,81} \text{Sin}60^\circ = 0,0313m$$

Donc $\Delta H=3.13cm$

Tableau IV.4. Récapitulatif de dimensionnement de dégrilleur

Ouvrage : dégrilleur	Unité	Horizon2030	Horizon2045
Débit de la station.	m ³ /s	0.56	0.1
Grille grossière			
Epaisseur des barreaux d	cm	2	2
Espacement des barreaux e	cm	5	5
β	/	1,79	1,79
Perte de charge	m	0.023	0.023
Largeur du dégrilleur	m	1.7	0.39
La longueur L	m	1.5	1.5
h max	m	0.8	0.8
Grille fin			
Epaisseur des barreaux d	cm	1	1
Espacement des barreaux e	cm	0.5	0.5
β	/	1,79	1,79
Perte de charge	m	0.031	0.031
Largeur du dégrilleur	m	2*1.83	0.85
h max	m	0.8	0.8
La longueur L	m	1.5	1.5

IV.2.2. Dimensionnement de dessableur- déshuileur :

Le dessablage et le déshuilage est assuré par un ouvrage combiné (dessableur déshuileur) type aéré longitudinal, avec injection de l'air au fond de l'ouvrage pour assurer une turbulence constante dans le but d'éviter le dépôt des matières organiques.

Le sable et les matières lourdes sont récupérés au fond de l'ouvrage. Les huiles et les graisses sont récupérées en surface. Le bassin est équipé d'un pont racleur sur lequel est suspendue une pompe d'extraction des sables, les huiles sont raclées vers une fosse par les racleurs de surface.

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

$$\frac{L}{H} \frac{V_e}{V_s} \dots \dots \dots (IV.12)$$

- V_e : la vitesse horizontale (vitesse d'écoulement V_e : $0.2 < V_e < 0.5$ (m/s))
- V_s : vitesse de sédimentation. (vitesse V_s : $40 < V_s < 70$ (m³/m²/h))
- L: Longueur de bassin.
- H : Profondeur de bassin.
- $L/H = (3-15)$.
- Le temps de séjour est compris entre 3 à 10 minutes au débit de pointe.
- $H = (1- 2.5)$ m (DEGREMONT, 2005)
- On opte pour un dessableur-déshuileur de forme rectangulaire.

IV.2.2.1. Pour l'horizon 2030 :

a). Volume de dessableur déshuileur :

Nous considérons un temps de séjour égal à 5 min en débit de pointe de temps de pluie.

Le volume du dessableur sera égal à:

$$V = Q_p \times t_s$$

Où :

V : volume du dessableur.

Q_p : débit de temps de pluie.

T_s : temps de séjour.

Alors : $V = 0.56 \times 5 \times 60 = 168 \text{ m}^3 \Rightarrow V = 168 \text{ m}^3$

b). Surface horizontale :

$$S_h = \frac{Q_{ptp}}{V_{asc}} = \frac{V}{H} \dots \dots \dots (IV.13)$$

Nous avons le rapport L/H = (3÷15) et H= (1÷2.5) m

On prend H= 2 m et L/H = 8 donc L = 16 m

Donc la surface horizontal sera égale à : $S_h = \frac{168}{2} = 84 \text{ m}^2$

D'où $S_h = 84 \text{ m}^2$

On a $S_h = L.l$ donc $l = S_h / L = 84 / 16 = 5.25 \text{ m}$

Donc $l = 5.25 \text{ m}$ on prend $l = 6 \text{ m}$

c). Volume d'air injecté :

Le débit d'air a injecté est calculé par la formule suivant:

$$Q_{air} = V_{air} \times Q_{ptp} \dots \dots \dots (IV.14)$$

Avec

V_{air} : Volume d'air a injecté (m³d'air/ m³d'eau traiter) il varie de 1 a 1.5 (Gaid, 1984)

On prend $V_{air} = 1.5$ d'où $Q_{air} = 1.5 \times 0.56 = 0.84 \text{ m}^3 \text{ d'air/s}$

$Q_{air} = 0.84 \text{ m}^3 \text{ d'air/s}$

d). Calcul des quantités des matières éliminées par le dessableur:

La quantité de matière en suspension est représenté par la formule suivant:

$$MES = 70\% MVS + 30\% MMS \dots \dots \dots (IV.15)$$

On sait que le dessablage élimine dans les environs de 70% des matières minérales

La charge en MES à l'entrée de dessableur est $MES=3554.98\text{kg/j}$

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

$$MVS=3554.98 \times 0.70 = \mathbf{2488.48\text{Kg/j}}$$

- Les matières minérales contenues dans les MES sont :

$$MM=3554.98 \times 0.3 = \mathbf{1066.49\text{Kg/j}}$$

- Les matières minérales éliminées :

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

$$MM_e = 1066.49 \times 0.70 = \mathbf{746.54\text{Kg/j}}$$

- Les matières minérales à la sortie de dessableur :

$$MM_s = MM - MM_e = 1066.49 - 746.54 = \mathbf{319.95\text{Kg/j}}$$

- Les MES à la sortie de dessableur:

$$MES_s = MVS + MM_s = 2488.48 + 319.95$$

$$\mathbf{MES_s = 2808.43\text{Kg/j}}$$

IV.2.2.2. Pour l'horizon 2045:

a). Volume de dessableur déshuileur :

Considérons un temps de séjour égal à 5 min en débit de pointe de temps de pluie. Le volume du dessableur sera égal à :

$$V = Q_{\text{ptp}} \times T_s = 0.13 \times 5 \times 60 = \mathbf{39 \text{ m}^3}$$

$$\text{Donc } \mathbf{V = 39 \text{ m}^3}$$

b). Surface horizontale :

$$S_h = \frac{Q_{\text{ptp}}}{V_{\text{asc}}} = \frac{V}{H}$$

Nous avons le rapport $L/H = (3 \div 15)$ et $H = (1 \div 2.5)$ m

On prend $H = 2$ m et $L/H = 4$ donc $\mathbf{L = 8 \text{ m}}$

Donc la surface horizontale sera égale à : $S_h = \frac{39}{2} = 19.5 \text{ m}^2$

D'où $\mathbf{S_h = 19.5 \text{ m}^2}$

On a $S_h = L.l$ donc $l = S_h / L = 20/8 = 2.44$ m

Donc $\mathbf{l = 3 \text{ m}}$

c). Volume d'air injecté

$$q_{\text{air}} = V_{\text{air}} \times Q_{\text{ptp}} \text{ Avec}$$

V_{air} : Volume d'air à injecté (m^3 d'air/ m^3 d'eau traiter) il varie de 1 à 1.5 (Gaid, 1984)

On prend $V_{\text{air}} = 1.5$ d'où $q_{\text{air}} = 1.5 \times 0.13 = \mathbf{0.195 \text{ m}^3 \text{ d'air/s}}$

d). Calcul des quantités des matières éliminées par le dessableur :

Le débit utilisé pour les calculs est : $Q_{mj} = Q_{mj2045} - Q_{mj2030}$

La charge en MES à l'entrée de dessableur est $MES = 955.84 \text{ Kg/j}$

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

$$MVS = 955.84 \times 0.70 = 669.08 \text{ Kg/j}$$

➤ Les matières minérales contenues dans les MES sont :

$$MM = 955.84 \times 0.3 = 286.75 \text{ Kg/j}$$

➤ Les matières minérales éliminées :

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

$$MM_e = 286.75 \times 0.70 = 200.72 \text{ Kg/j}$$

➤ Les matières minérales à la sortie de dessableur :

$$MM_s = MM - MM_e = 286.75 - 200.72 = 86.027 \text{ Kg/j}$$

➤ Les MES à la sortie de dessableur:

$$MES_s = MVS + MM_s = 669.08 + 86.03$$

$$MES_s = 755.11 \text{ Kg/j}$$

Tableau IV.5. Récapitulatif de dimensionnement du dessableur déshuileur

Désignations	unité	2030	2045
Dessableur		1bassins	1bassin
Débit de pointe en temps de pluie	m ³ /s	0.56	0.13
Profondeur	m	2	1.5
Longueur	m	16	8
Largeur	m	6	3
Temps de séjour	min	5	5
Débit d'air à insuffler	m ³ /h	3024	720
Matières en suspension entrant (MES _{entré})	Kg/j	3554.98	1193.37
Matières minérale en suspension entré (MMS _{entré})	Kg/j	1066.49	286.75
Matières minérale en suspension éliminé (MMS éliminé)	Kg/j	746.54	200.72
Matières volatiles en suspension (MVS)	Kg/j	2488.48	669.08
Matières en suspension sortant (MES _{sorte})	Kg/j	2808.43	755.11

IV.3.Traitement primaire :

La décantation primaire permet une séparation de deux phases liquides solides graviterment , elle permet de limiter la variation de charge et la perturbation des MES dans le bassin d'aération, elle permet donc l'élimination de 65% de la charge initiale en matière en suspension(MES) et 35 % de la charge organique entrante exprimée en DBO5. (HOULI, 2014)

L'inconvénient de la décantation primaire et la production des boues instables (boues primaires) qui peuvent être une source non négligeable mauvaise odeurs.

Nous optons pour le choix d'un décanteur circulaire car ce type présente quelques avantages par rapport au décanteur rectangulaire :

- économique en raison de la faible épaisseur des parois circulaires de béton armé et de la faible densité d'armatures
- les parties mobiles immergées ne sont pas sujettes à l'abrasion.

IV.3.1Dimensionnement de décanteur primaire :

Le dimensionnement de décanteur primaire est basé sur les paramètres suivants :

- La charge superficielle exprimée par la relation suivant :

$$V_{lim} = Q_{ptp} / S_h \dots\dots\dots(IV.16)$$

- Q : débit traité par la station.
- S : surface totale de l'ouvrage.
- t_s : temps de séjours varie entre (1÷2) h. (DEGREMONT, 2005)
- H : hauteur de décanteur au minimum 2 mLa vitesse limite pour un réseau unitaire est déterminée on fonction de rapport $K = Q_{pts} / Q_{moy,h}$

Tableau IV.6. Valeur de $V_{lim} = f(K)$ (GAÏD, 1984)

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

IV.3.1.1.Pour l'horizon 2030 :

On a $K = Q_{pts} / Q_{moy,h}$

$$Q_{pts} = 666 m^3/h, Q_{moy,h} = 382.75 m^3/h$$

On aura $K = 1.74$ donc $V_{lim} = 2 m/h$

a) .surface horizontale de décanteur primaire :

D'après l'équation IV.15 on aura

$$S_h = Q_{ptp} / V_{lim} = 1998 / 2 = 999 m^2 S_h = 999 m^2$$

On prévoit deux décanteurs unitaires de surface égale $aS_h=499.5m^2$

Donc le diamètre de décanteur sera égal à :

$$D = \sqrt{\frac{4S_h}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 499.5}{\pi}} = 25.22 \text{ m} \text{ Donc on prend } \mathbf{D = 26 \text{ m}}$$

b). Volume de décanteur primaire :

Le volume de décanteur primaire est donné par la formule suivante :

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

On prend $t_s = 1.5 \text{ h}$ donc $V = 1998 \times 1.5 = 2997m^3$ $\mathbf{V = 2997m^3}$

On prévoit deux décanteurs de volume $\mathbf{V = 1498.5m^3}$

c). hauteur de décanteur primaire :

$$H = V/S_h = 1498.5/499.5 = 3 \text{ m} \quad \mathbf{H = 3 \text{ m}}$$

On prévoit une hauteur de sécurité (revanche) pour éviter le risque de débordement donc on

$$H = 3 + h_{\text{sécurité}} \text{ on prend } h_{\text{sécurité}} = 0.8 \text{ m}$$

D'où $\mathbf{H = 3.8 \text{ m}}$

d). Temps de séjours :

Pour le débit de pointe par temps sec : $T_s = V / Q_{ps} = 2997/666 = \mathbf{4.5 \text{ h}}$

Pour le débit de pointe par temps de pluie : $T_s = V / Q_{ptp} = 2997/1998 = \mathbf{1,5 \text{ h}}$

e). Calcul de la quantité de boues éliminées :

Sachant que le décanteur primaire permet l'élimination de 35% de DBO5 et 65% de MES et connaissant les charges de pollution à l'entrée du décanteur :

$$DBO5 = 1901.50 \text{ Kg/j}; \text{ MES}' = 2808.43 \text{ Kg/j.}$$

➤ Les charges éliminées par la décantation primaire sont donc :

$$DBO5_e = 0.35 \cdot DBO5 = 0.35 \times 1901.50 = 665.52 \text{ Kg/j}$$

$$MES_e = 0.65 \cdot \text{MES}' = 0.65 \times 2808.43 = 1825.47 \text{ Kg/j}$$

➤ Les charges à la sortie du décanteur primaire

$$DBO5_s = DBO5 - DBO5_e = 1901.50 - 665.52 = \mathbf{1235.97 \text{ Kg/j}}$$

$$MES_s = \text{MES} - \text{MES}_e = 2808.43 - 1825.47 = \mathbf{982.95 \text{ Kg/j}}$$

IV.3.1.2. Pour l'horizon 2045:

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

$$Q_{\text{ptp}} = Q_{\text{ptp}}(2045) - Q_{\text{ptp}}(2030) \quad \text{Donc : } Q_{\text{ptp}} = 0.69 - 0,56 = \mathbf{0,13 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Avec :

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

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

$$\text{DBO}_5 = \text{DBO}_5(2045) - \text{DBO}_5(2030) = 2412.76 - 1901.50 = \mathbf{511.26 \text{ Kg/j}}$$

$$\text{MES}' = \mathbf{755.11 \text{ Kg/j}}$$

Le même procédé de calcul que l'horizon 2030, les différents résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant:

Tableau IV.7. Récapitulatif de dimensionnement de décanteur primaire

Désignation	Unité	2030	2045
Débit	m ³ /s	0.56	0.10
Surface horizontale	m ²	499.5	234
Volume	m ³	1498.5	702
Hauteur d'eau+hauteur de revanche	m	3.8	3.8
Diamètre	m	25	25
MES entrées	Kg/j	4941.80	755.11
DBO ₅ entrée	Kg/j	3345.92	511.26
MES éliminée	Kg/j	1825.47	490.82
DBO ₅ éliminée	Kg/j	665.52	178.94
MES sorties	Kg/j	982.95	264.28
DBO ₅ sortie	Kg/j	1235.97	332.319

IV.4. Les traitements secondaires (Traitement biologique) :

L'épuration biologique s'effectue conformément à l'ensemble classique suivant :

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

Le bassin d'aération est dimensionné sur la base des charges massique et volumique. Le bassin sera de forme rectangulaire, de longueur L, de largeur B et de hauteur H. Relation recommandée par TABASARAN.

$$\mathbf{B/H=1 \text{ à } 2,5} \dots \dots \dots \mathbf{(IV.17)}$$

IV.4.1 Etude de la Variante à moyenne charge :

Une station d'épuration à moyenne charge composé :

- Prétraitement (dégrillage, dessablage et déshuilage).
- Traitement primaire (décantation primaire).
- Traitement secondaire (biologique), il s'agit (bassin d'aération, décanteur secondaire).
- Traitement tertiaire (traitement de l'azote et de phosphore, désinfection).

Traitement des boues (épaississeur, stabilisateur des boues aérobie, lit de séchage

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

Le procédés à moyenne charge est caractérisé par les paramètres suivants:

La charge massique (Cm) :

$0.15 < C_m < 0.4 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg.MVS.j}$ (Gaid, Abdelkader ,1987)

La charge volumique (Cv) ::

$0.5 < C_v < 1.5 \text{ Kg DBO}_5/ \text{m}^3 \text{ j}$ (Gaid, Abdelkader, 1987)

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

$$C_m = 0.3 \text{ Kg DBO}_5/ \text{Kg MVS j}$$

$$C_v = 1.2 \text{ Kg DBO}_5/ \text{m}^3/ \text{j}$$

IV.4.1.1. Pour l'horizon 2030 :**IV.4.1.1.1. Dimensionnement du bassin d'aération :****a). Le volume des bassins correspondants est de :**

D'après l'équation (III.2):

$$V_a = L_0 / C_v$$

C_v : Charge volumique (kg DBO/m³.j)

L_0 : charge polluante (kg DBO/j) = 1235.97 kg DBO/j

Donc : $V = L_0/C_v = 1235.97/1.2 = 1029.97 \text{m}^3$

$$V = 1029.97 \text{m}^3$$

b). Hauteur du bassin :

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

c). Surface horizontale du bassin :

$$S_h = V/H = 1029.97/4 = 257.49 \text{m}^2$$

On adoptera **deux** bassins d'aération de volume **514.98m³** et de section unitaire égale à **128.74m²**

On $B/H=1$ à $2,5$ on prend $B/H=2$

Donc $B = 8 \text{ m}$

$S_h = L \times B$ donc $L = S_h / B = 128.74 / 8 = 16.09 \text{ m}$

Donc : on prend $L = 17 \text{ m}$

Les dimensions de chaque bassin sont :

$L = 17 \text{ m}$, $l = 8 \text{ m}$, $H = 4 \text{ m}$

d). La masse totale de boues dans les deux bassins :

$$C_m = \frac{L_0}{X_t} \text{ Donc } X_t = L_0 / C_m = 1235.97 / 0.3 = 4119.9 \text{ kg}$$

e). Le temps de séjour :

Pour le débit de pointe par temps sec $T_s = V / Q_{ps} = 1029.97 / 666 = 1.54 \text{ h}$.

Pour le débit de pointe par temps de pluie. $T_s = V / Q_{ptp} = 1029.97 / 1998 = 0.51 \text{ h}$.

f). Qualité de l'effluent

La charge polluante à la sortie à une concentration S_f conforme aux normes de rejets fixées à 30 mg/l de DBO_5 .

D'où la charge :

$$L_f = S_f \cdot Q_{moyj} = 0,03 \cdot 9186.00 = 275.58 \text{ Kg DBO}_5/\text{j} \quad \mathbf{L_f = 275.58 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}}$$

$$L_e = L_0 - L_f = 1235.97 - 275.58 = 960.39 \text{ Kg/j}$$

Donc le rendement d'élimination est de

$$\eta_{ep} = (L_0 - L_f) / L_0 = 960.39 / 1235.97 = 77.70\%$$

IV.4.1.1.2 Les besoins en oxygène dans l'aérateur:

Les installations d'épuration biologiques fonctionnent généralement en présence d'oxygène, notant toutefois que la vitesse de dégradation dépend de la qualité d'oxygène nécessaire pour la synthèse cellulaire et la respiration endogène, cela permet de réaliser un bon contact entre l'air et l'eau, la vitesse de dissolution de l'oxygène dans l'eau dépend de : la température, l'altitude, le débit, la concentration de la pollution et la géométrie du bassin.

La quantité d'oxygène nécessaire pour le bon fonctionnement de l'aérateur est donnée par l'équation (III.6) :

$$Q(\text{O}_2) = a' \cdot L_e + b' \cdot X_t$$

$$L_e = L_0 \text{ (à l'entrée de l'aérateur)} - L_f \text{ (à la sortie de l'aérateur)} \text{ [kg/j]}$$

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.

$$a' = 0.5 C_m^{-0.12} = 0.58$$

b' : coefficient cinétique de respiration endogène

$$b' = 0.13 \text{ Cm}^{0.16} = 0.11$$

a) La quantité d'oxygène journalière est :

$$q_{O_2} = 0,58 \cdot 960.39 + (0,11 \cdot 4119.9) = 1010.21 \text{ Kg O}_2/\text{j}$$

b) La quantité d'oxygène horaire :

$$q_{O_2}/24 = 1010.21/24 = 42.09 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

c) La quantité d'oxygène nécessaire pour un Kg de DBO₅ éliminé :

$$q_{O_2} = 1010.21/960.39 = 1.05 \text{ kg(O}_2\text{)/kg de DBO}_5 \text{ éliminé}$$

Et une quantité par m³ de bassin :

$$q_{O_2}/\text{m}^3 = 1010.21/1029.97 = 0.98 \text{ Kg O}_2/\text{m}^3$$

d) La quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe :

$$q_{O_2\text{pte}} = (a'Le/16) + (b' \cdot X_a/24)$$

La respiration endogène de la boue restante est la même sur 24 heures.

T_d : période diurne en heures T_d = 16h

(Le = Se.Qmoy.j/T_d) : la DBO₅ à éliminer en période diurne.

$$q_{O_2\text{pte}} = 0,58 \cdot 960.39/16 + (0,11 \cdot 4119.9/24) = 53.69 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

e). Besoin réel en pointe 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. (HADJRABAH, 2005)

$$q_{O_2\text{réel}} = \frac{q_{O_2}}{\alpha\beta} \dots\dots\dots(\text{IV.18})$$

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

$$\alpha = \frac{C_{\text{(eau usée)}}}{C_{\text{(eau pure)}}} \dots\dots\dots(\text{IV.19})$$

$$\alpha = 0.8$$

β : coefficient 0.8 β = 0.95 (HADJRABAH, 2005) on prend β = 0.85

$$\text{Donc } q_{O_2\text{réel}} = \frac{5369}{0.8 \times 0.85} = 78.95 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

f). Choix de système d'aération :

On opte pour le choix des aérateurs de surface, pour les avantages qu'il présente :

- la simplicité de l'installation et d'utilisation
- leur rendement énergétique
- leur possibilité de brassage

g). Calcul des caractéristiques de l'aérateur :

Calcul de la puissance de l'aération nécessaire :

Les apports spécifiques des aérateurs de surface ont souvent été compris entre 1 et 2 KgO₂/kwh

$$E_n = \frac{Q_{O_2}}{E_a} \dots\dots\dots(IV.20)$$

E_n : Puissance de l'aération nécessaire.

Q_{O₂} : Besoin réel en oxygène de pointe kg/h.

E_a : quantité d'O₂ par unité de puissance 1.5 = KgO₂/kwh.

On prend : $E_n = \frac{53.69}{1.5} = 35.79 \text{kw}$

Puissance de brassage :

La puissance de brassage est donnée par la relation suivante :

$$E_b = S_h \times P_a \dots\dots\dots(IV.21)$$

Avec

P_a : puissance spécifique absorbée (70 ÷ 80) w /m².

S_h : surface horizontale du bassin

Donc

E_b = 80 × 257.49 = 20599.20 w pour chacun des deux bassins

Nombre d'aérateurs dans le bassin :

Le nombre des aérateurs dans le bassin est calculé par la formule suivante :

N aérateur : E_n/E_b

N = 35.79/20.599 = 1.73

Donc N aérateur : **2 aérateurs**

IV.4.1.1.3. Bilan des boues :

a). Calcul de la quantité des boues en excès :

La quantité de boues en excès est déterminée par la relation suivante :

$$X = X_{min} + X_{dur} + a_m L_e - b X_t - X_{eff} \dots\dots\dots(IV.22)$$

Avec :

- X_{min} : Boues minérales
- 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/g DBO_5 éliminées) a_m varie entre $0,53 < a < 0,56$
- L_e : quantité de DBO_5 éliminé
- b : Fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène. $b = \frac{b'}{1,42}$
 b' : Coefficient cinétique de respiration endogène. = 0,09
 $b = \frac{0,09}{1,42} = 0,077$
- X_t : Masse totale de MVS dans le bassin (Kg)
- X_{eff} : Fuite de MES avec l'effluent (dépend des normes de rejet, on adopte généralement 30mg/l).

La charge journalière en MES a la sortie de décanteur primaire est 982.95Kg/j

$$X_{min} = 0.3 \times \text{MES} = 0.3 \times 982.95 = 294.88 \text{Kg/j}$$

$$X_{dur} = 0.3 \text{MVS} = 0.3 \times 0.7 \times \text{MES} = 206.41 \text{Kg /j}$$

On prend $a_m = 0.6$ donc $a_m L_e = 0.6 \times 960.39 = 576.23 \text{Kg/j}$

$$bX_t = 0.077 \times 4119.9 = 317.23 \text{kg/j}$$

$$X_{eff} = 30 \text{mg/l} = 0.03 \times 9186.00 = 275.58 \text{Kg/j}$$

$$X = 294.88 + 206.41 + 576.23 - 317.23 - 275.58 = 484.71 \text{kg/j}$$

$$\mathbf{X = 484.71 \text{Kg/j}}$$

b). Concentration de boues en excès :

La concentration des boues en excès est donnée par la relation suivant :

$$\mathbf{X_m = \frac{1200}{I_m} \dots\dots\dots (IV.23)}$$

Avec :

X_m : Concentration de boues en excès

I_m : L'indice de Mohlman 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 : $I_m=125$ D'où : $X_m = \frac{1200}{125}$ donc $X_m=9.6 \text{ Kg/m}^3$

c).Le débit de boues en excès :

Le débit de boues en excès est défini par la relation suivante :

$$: \quad Q_{excès} = \frac{X}{X_m} \dots \dots \dots (IV.24)$$

D'où $Q_{excès} = 50.49 \text{ m}^3/\text{j}$

d).Le débit spécifique par m³ de bassin :

$$q_{sp} = \frac{X}{V} \dots \dots \dots (IV.25)$$

V : Volume de bassin

Donc : $q_{sp} = 484.71 / 1029.97 = 0.47 \text{ Kg/m}^3 \cdot \text{j}$

$$q_{sp} = 0.47 \text{ Kg/m}^3 \cdot \text{j}$$

e).Le débit des boues recyclées :

La recirculation des boues se fait par pompage. Elle consiste à extraire les boues activées du fond de clarificateur et les envoyer en tête du bassin d'aération, pour maintenir une concentration sensiblement constante en micro-organismes épurateurs.

Si la quantité de boues recyclées est insuffisante, le volume des boues stockées dans le décanteur secondaire est trop important, ce qui provoque une carence en oxygène, dans une anaérobie et dans certains cas on assiste au phénomène de dénitrification avec une remontée des boues à la surface. si elle est trop importante, la clarification est perturbée.

Le taux de recyclage Il peut varier de 15 à 100% de débit de l'effluent produit. (M .CARLIER, 1986).

Il est donné par l'expression suivante :

$$R = \frac{100[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]} \dots \dots \dots (IV.26)$$

R : taux de recyclage(%)

[X_a] : concentration des boues dans le bassin = 4 Kg/m³

Donc :

$$R = \frac{100 \times 4}{\frac{1200}{125} - 4} = 71.43\% \text{ donc } R = 71.43\%$$

f).Le débit des boues recyclées :

$$Q_r = R Q_j \dots \dots \dots (IV.27)$$

$$Q_r = 71.43\% \times 9186.00 = 11545.86 \text{ m}^3/\text{j} \quad \text{donc} \quad Q_r = 6561.55 \text{ m}^3/\text{j}$$

g). 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.

D'après l'équation III.3 on a :

$$\theta = \frac{X_t}{X} = \frac{X_a \times V}{X} = \frac{4119.9}{484.71} = 8.50 \text{ jours}$$

Remarque : Cette valeur obtenue est conforme à la moyenne charge dont l'âge des boues est compris entre 4 et 10 jours.

IV.4.1.1.4 Dimensionnement du clarificateur :

Le clarificateur a pour but, la séparation de floc biologique de l'eau épurée. L'efficacité d'un décanteur est fonction de sa forme. Les meilleurs résultats sont obtenus dans les ouvrages circulaires à fond fortement incliné (50° au moins sur l'horizontal).

Nous optons pour le choix d'un décanteur circulaire à fond incliné, muni d'un pont racleur de fond et de surface, conduisant les boues dans les fosses d'où elles sont reprises pour le recyclage et l'extraction de la fraction en excès.

a) Le volume de clarificateur :

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

➤ Le temps de séjours varie entre 1.5 à 2.5 h (CARLIER, 1986) On prend $t_s = 1.5 \text{ h}$.

Le débit de pointe à temps de pluie $Q_{ptp} = 1998 \text{ m}^3/\text{h}$

$$\text{Donc } V = 1998 \times 1.5 = 2997 \text{ m}^3$$

On prend deux décanteur : donc $V' = V/2 = 1498.5 \text{ m}^3$

b) La surface horizontale de clarificateur :

La profondeur de clarificateur est comprise entre (3÷5) m (GAÏD, 1984)

On prend $H = 3$ et on prévoit une revanche = 0.8 m donc $H_{\text{final}} = 3.8 \text{ m}$

La surface horizontale de clarificateur sera égale

$$S_h = V/H = 1498.5/3 = 499.5 \text{ m}^2 \quad S_h = 499.5 \text{ m}^2$$

c) Diamètre de clarificateur :

$$D = \sqrt{\frac{4S_h}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 499.5}{\pi}} = 25.22 \text{ m} \quad \text{on prend } D = 26 \text{ m}$$

d) Le temps de séjour

$$T_s = V/Q$$

Au débit de pointe par temps sec

$$T_s = V / Q_{pts} = 2997 / 666 = 2.67 \text{ hts} = 4.5 \text{ h}$$

Au débit de pointe par temps de pluie

$$T_s = V / Q_{ptp} = 2997 / 1998 = 1.5 \text{ hts} = 1.5 \text{ h}$$

IV.4.1.2. Pour l'horizon 2045

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

$$Q_{ptp} = Q_{ptp}(2045) - Q_{ptp}(2030) \quad \text{Donc : } Q_{ptp} = 0.69 - 0.56 = 0.13 \text{ m}^3/\text{s}$$

Avec :

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

➤ La charge en MES à la sortie du décanteur primaire est de: **329.97 kg/j**

✓ Pour l'aérateur on garde la même forme (rectangulaire) et $B/H = 1 \text{ à } 2,5$

✓ 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 IV.8. Récapitulatif de dimensionnement (moyenne charge)

Désignations	Unité	2030	2045
Données de base			
Débit moyen journalier Q_{moyj}	m^3/j	9186.00	11655.86
Débit moyen horaire Q_{moyh}	m^3/h	382.75	485.66
Débit de pointe en temps de pluie Q_{ptp}	m^3/h	1998	2491.48
Charge polluante à l'entrée du bassin L_o	Kg/j	1235.97	332.31
La charge polluante à la sortie L_f	KgDBO_5/j	275.58	74.09
La charge polluante éliminée L_e	KgDBO_5/j	960.39	258.22
Le rendement de l'épuration η_{ep}	%	77.70	77.70
Dimensionnement du bassin d'aération			
Volume du bassin V	m^3	514.98	276.92
Nombre	-	2	1
Hauteur du bassin H	m	4.8	4.8
Surface horizontale du bassin Sh	m^2	128.74	69.23
Largeur du bassin B	m	8	6
Longueur du bassin L	m	17	12
La masse de boues dans le bassin X_t	Kg	4119.9	1107.7
Concentration de boues dans le bassin $[X_a]$	Kg/m^3	4	4
Temps de séjours T_s en temps sec	h	1.54h	1.68
débit de pointe en temps de pluie	h	0.51 h	0.59

Tableau IV.8. Récapitulatif de dimensionnement (moyenne charge) suit:

Besoins en oxygène			
Besoins journaliers en oxygène : q_{O_2}	KgO ₂ /j	1010.21	271.61
La quantité d'oxygène horaire $q_{O_2}/24$	KgO ₂ /h	42.09	11.31
La quantité d'oxygène nécessaire pour un Kg de DBO _{5e}		1.05	1.05
La quantité d'oxygène nécessaire pour un m ³ du bassin q_{O_2}/m^3	KgO ₂ /m ³ .j	0.98	0.25
Besoins en pointe horaire en oxygène $q_{O_2\text{pte}}$	KgO ₂ /h	53.69	14.43
Désignations	Unité	2030	2045
Calcul de l'aérateur de surface à installer			
Besoin réel de pointe en oxygène	KgO ₂ /h	53.69	14.43
Calcul de puissance de l'aération nécessaire E_n	Kw	35.79	9.62
Puissance de brassage E_b :	kW	20.599	5.53
Calcul de nombre d'aérateurs dans le bassin	-	2	2
Désignations	Unité	2030	2045
Bilan de boues			
Calcul de la quantité des boues en excès Δx	Kg/j	484.71	130.32
Concentration de boues en excès X_m	Kg/m ³	9.6	9.6
Le débit de boues en excès $Q_{\text{excès}}$	m ³ /j	50.49	13.57
Débits spécifiques par m ³ de bassin	Kg/m.j	0.47	0.47
Le taux de boues recyclées R	%	71.43	71.43
Le débit des boues recyclées Q_r	m ³ /j	6561.55	1764.22
Age des boues A_b	j	8.50	8.49
Caractéristiques du clarificateur			
Forme	circulaire		
Nombre de bassins	-	2	1
Surface horizontale	m ²	499.5	234
Diamètre	m	26	18
Volume	m ³	1498.5	702
Hauteur	m	3.8	3.8
Temps de séjour pour le débit de pointe par temps de pluie	h	1.5	1.5
Temps de séjour pour le débit de pointe par temps sec	h	4.5	4.26

IV.4.2. Variante à faible charge :

IV.4.2.1. Pour l'horizon 2030 :

VII.4.2.1.1. Dimensionnement du bassin d'aération :

Le bassin d'aération est dimensionné sur la base des charges massique et volumique. Le bassin sera de forme rectangulaire, de longueur L, de largeur et de hauteur H.

a). Le volume du bassin

$$V_a = L_0 / C_v$$

✓ C_v : Charge volumique ($\text{kg DBO}_5 / \text{m}^3 \cdot \text{j}$). $C_v = 0.5 \text{ Kg DBO}_5 / \text{m}^3 / \text{j}$

✓ L_0 : charge polluante à l'entrée du bassin (sans décantation primaire) ($\text{kg DBO}_5 / \text{j}$).

$$L_0 = 1901.50 \text{ kg/j}$$

$$\text{D'où : } V = L_0 / C_v = 1901.50 / 0.5 = 3803 \text{ m}^3 \quad \mathbf{V = 3803 \text{ m}^3}$$

Elle est prise généralement entre 3 et 5 m donc on prend: $\mathbf{H = 4 \text{ m}}$

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

b). Surface horizontale du bassin :

On adoptera 4 bassins d'aération de volume 950.75 m^3

$$S_h = V / H = 950.75 / 4 = 237.69 \text{ m}^2$$

On $B/H = 1$ à 2.5 on prend $B/H = 2.5$

Donc $\mathbf{B = 10 \text{ m}}$ on prend $\mathbf{B = 13 \text{ m}}$

$$S_h = L \times B \text{ donc } L = S_h / B = 237.69 / 10 = \mathbf{23.77 \text{ m}}$$

Donc : on prend $\mathbf{L = 24 \text{ m}}$

Les dimensions de chaque bassin sont :

$$\mathbf{L = 24 \text{ m}, l = 10 \text{ m}, H = 4 \text{ m}}$$

c). La masse totale de boues dans les deux bassins :

$$C_m = \frac{L_0}{X_t} \text{ Donc } X_t = L_0 / C_m = 1901.50 / 0.15 = 12676.66 \text{ kg}$$

d). Temps de séjour :

Pour le débit de pointe par temps sec $T_s = V / Q_{ps} = 3803 / 1130.98 = 5.70 \text{ h}$.

Pour le débit de pointe par temps de pluie. $T_s = V / Q_{ptp} = 3803 / 2020.46 = 1.9 \text{ h}$.

e). Qualité de l'effluent

La charge polluante à la sortie à une concentration S_f conforme aux normes de rejets fixées à 30 mg/l de DBO_5 .

D'où la charge :

$$L_f = S_f \cdot Q_{\text{moy}} = 0.03 \cdot 16163.88 = 275.58 \text{ Kg DBO}_5 / \text{j}$$

$$\mathbf{L_f = 275.58 \text{ Kg DBO}_5 / \text{j}}$$

$$L_e = L_0 - L_f = 1901.50 - 275.58 = 1625.92 \text{ Kg/j}$$

Donc le rendement d'élimination est de

$$\eta_{ep} = (L_0 - L_f) / L_0 = 1625.92 / 1901 = \mathbf{85.51\%}$$

VII.4.2.1.2. Les besoins en oxygène dans l'aérateur :

Les installations d'épuration biologiques fonctionnent généralement en présence d'oxygène, notant toutefois que la vitesse de dégradation dépend de la qualité d'oxygène nécessaire pour la synthèse cellulaire et la respiration endogène, cela permet de réaliser un bon contact entre l'air et l'eau, la vitesse de dissolution de l'oxygène dans l'eau dépend de : la température, l'altitude, le débit, la concentration de la pollution et la géométrie du bassin.

la quantité d'oxygène nécessaire pour le bon fonctionnement de l'aérateur est donnée par la formule suivante :

$$Q(O_2) = a' \cdot L_e + b' \cdot X_t$$

$L_e = L_0$ (à l'entrée de l'aérateur) – L_f (à la sortie de l'aérateur) [kg/j] 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.

$$a' = 0.5 \text{ Cm}^{-0.12} = 0.58$$

b' : coefficient cinétique de respiration endogène

$$b' = 0.13 \text{ Cm}^{0.16} = 0.11$$

a) La quantité d'oxygène journalière est :

$$q_{O_2} = 0,58 \cdot 1625.92 + (0,11 \cdot 12676.66) = 2337.46 \text{ Kg } O_2/\text{j}$$

b) La quantité d'oxygène horaire :

$$q_{O_2}/24 = 2337.46/24 = 97.39 \text{ Kg } O_2/\text{h}$$

c) La quantité d'oxygène nécessaire pour un Kg de DBO₅ éliminé :

$$q_{O_2} = 2337.46/1625.92 = 1.43 \text{ kg}(O_2)/\text{kg de DBO}_5 \text{ éliminé}$$

Et une quantité par m³ de bassin : 12676.66

$$q_{O_2}/\text{m}^3 = 2337.46/12676.66 = 0.18 \text{ Kg } O_2/\text{m}^3$$

d) La quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe :

$$q_{O_2\text{pte}} = (a' L_e / 16) + (b' \cdot X_a / 24)$$

La respiration endogène de la boue restante est la même sur 24 heures.

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

$(L_e = S_e \cdot Q_{\text{moy}} / T_d)$: la DBO₅ à éliminer en période diurne.

$$q_{O_2\text{pte}} = 0,58 \cdot 1625.92/16 + (0,11 \cdot 12676.66/24) = 117.04 \text{ Kg } O_2/\text{h}$$

e). Besoin réel en pointe 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. (HADJRABAH, 2005)

$$Q_{O_2 \text{ réel}} = \frac{Q_{O_2}}{\alpha \beta}$$

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

$$\alpha = \frac{C_{\text{eau usée}}}{C_{\text{eau pure}}}$$

$$\alpha = 0.8$$

β : coefficient 0.8 $\beta = 0.95$ (HADJRABAH, 2005) on prend $\beta = 0.85$

$$\text{Donc } Q_{O_2 \text{ réel}} = \frac{117.04}{0.8 \times 0.85} = 79.58 \text{ KgO}_2/\text{h}$$

f). Choix de système d'aération :

On opte pour le choix des aérateurs de surface, pour les avantages qu'il présente :

- la simplicité de l'installation et d'utilisation
- leur rendement énergétique
- leur possibilité de brassage

g). Calcul des caractéristiques de l'aérateur :

Calcul de la puissance de l'aération nécessaire :

Les apports spécifiques des aérateurs de surface ont souvent été compris entre 1 et 2 KgO₂/kwh

$$E_n = \frac{Q_{O_2}}{E_a}$$

E_n : Puissance de l'aération nécessaire.

Q_{O_2} : Besoin réel en oxygène de pointe kg/h.

E_a : quantité d'O₂ par unité de puissance 1.5 = KgO₂/kwh.

$$\text{On prend } : E_n = \frac{11704}{1.5} = 78.02 \text{ kw}$$

Puissance de brassage :

La puissance de brassage est donnée par la relation suivante :

$$E_b = S_h \times P_a$$

Avec

P_a : puissance spécifique absorbée (70 ÷ 80) w /m².

S_h : surface horizontale du bassin

Donc

$$E_b = 80 \times 950.75 = 76060 \text{ w pour chaque bassin}$$

Nombre d'aérateurs dans le bassin :

Le nombre des aérateurs dans le bassin est calculé par la formule suivante :

N aérateur : E_n/E_b

$$N = 78.02/76.06 = 1.02$$

Donc N aérateur : **2 aérateurs**

VII.4.2.1.3. Bilan des boues :

La quantité de boues en excès est déterminée par la relation suivante :

$$X = X_{\min} + X_{\text{dur}} + a_m L_e - bX_t - X_{\text{eff}}$$

Avec :

- X_{\min} : Boues minérales
- 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/g DBO_5 éliminées) a_m varie entre $0,53 < a < 0,56$
- L_e : quantité de DBO_5 éliminé
- b : Fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène. $b = \frac{b'}{1,42}$
 b' : Coefficient cinétique de respiration endogène. = 0,09
 $b = \frac{0,09}{1,42} = 0,077$
- X_t : Masse totale de MVS dans le bassin (Kg)
- X_{eff} : Fuite de MES avec l'effluent (dépend des normes de rejet, on adopte généralement 30mg/l).

La charge journalière en MES a la sortie du déssableur déshuileur est 2808.43Kg/j

$$X_{\min} = 0.3 \times \text{MES} = 0.3 \times 2808.43 = 842.53 \text{Kg/j}$$

$$X_{\text{dur}} = 0.3 \text{MVS} = 0.3 \times 0.7 \times \text{MES} = 589.77 \text{Kg/j}$$

$$\text{On prend } a_m = 0.6 \text{ donc } a_m L_e = 0.6 \times 1625.92 = 975.55 \text{Kg/j}$$

$$bX_t = 0.077 \times 12676.66 = 976.10 \text{kg/j}$$

$$X_{\text{eff}} = 30 \text{mg/l} = 0.03 \times 9186.00 = 275.58 \text{Kg/j}$$

$$X = 842.53 + 589.77 + 975.55 - 976.10 - 275.58 = 1156.17 \text{kg/j}$$

$$X = 1156.17 \text{Kg/j}$$

a).Concentration de boues en excès :

La concentration des boues en excès est donnée par la relation suivant :

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

Avec :

X_m :Concentration de boues en excès

I_m : L'indice de Mohlman 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 : $I_m=125$ D'où : $X_m = \frac{1200}{125}$ donc $X_m=9.6 \text{ Kg/m}^3$

b).Le débit de boues en excès :

Le débit de boues en excès est défini par la relation suivante :

Ce débit est donné par : $Q_{excès} = \frac{X}{X_m}$ d'où $Q_{excès} = 120.43 \text{ m}^3/\text{j}$

c).Le débit spécifique par m^3 de bassin :

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

V : Volume de bassin

Donc : $q_{sp} = 1156.17/3803 = 0.30 \text{ Kg/m}^3 \cdot \text{j}$

d).Le débit des boues recyclées :

La recirculation des boues se fait par pompage. Elle consiste à extraire les boues activées du fond de clarificateur et les envoyer en tête du bassin d'aération, pour maintenir une concentration sensiblement constante en micro-organismes épurateurs.

Si la quantité de boues recyclées est insuffisante, le volume des boues stockées dans le décanteur secondaire est trop important, ce qui provoque une carence en oxygène, dans une anaérobie et dans certains cas on assiste au phénomène de dénitrification avec une remontée des boues à la surface. si elle est trop importante, la clarification est perturbée.

Le taux de recyclage Il peut varier de 15 à 100% de débit de l'effluent produit. (M .CARLIER, 1986).

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 = 4 Kg/m^3

Donc :

$$R = \frac{100 \times 4}{\frac{1200}{125} - 4} = 71.43\% \text{ donc } R = 71.43\%$$

e). Le débit des boues recyclées :

$$Q_r = RQ_j$$

$$Q_r = 71.43\% \times 9186.00 = 6561.56 \text{ m}^3/\text{j} \quad \text{donc } Q_r = 6561.56 \text{ m}^3/\text{j}$$

f). Age des boues :

D'après l'équation III.4 on a :

$$\theta = \frac{X_t}{X} = \frac{X_a \times V}{X} = \frac{12676.66}{1156.17} = 10.96 \text{ jours}$$

VII.4.2.1.4. Dimensionnement du clarificateur :

Le clarificateur a pour but, la séparation de floc biologique de l'eau épurée. L'efficacité d'un décanteur est fonction de sa forme. Les meilleurs résultats sont obtenus dans les ouvrages circulaires à fond fortement incliné (50° au moins sur l'horizontal).

Nous optons pour le choix d'un décanteur circulaire à fond incliné, muni d'un pont racleur de fond et de surface, conduisant les boues dans les fosses d'où elles sont reprises pour le recyclage et l'extraction de la fraction en excès.

a). Le volume de clarificateur :

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

➤ Le temps de séjours varie entre 1.5 à 2.5 h (CARLIER, 1986) On prend $t_s = 1.5 \text{ h}$.

➤ Le débit de pointe à temps de pluie $Q_{ptp} = 2020.46 \text{ m}^3/\text{h}$

$$\text{Donc } V = 1998 \times 1.5 = 2997 \text{ m}^3$$

On prend deux décanteur : donc $V' = V/2 = 1498.5 \text{ m}^3$

b). La surface horizontale de clarificateur :

La profondeur de clarificateur est comprise entre (3÷5) m (GAÏD, 1984)

On prend $H = 4$ et on prévoit une revanche = 0.8 m donc $H_{\text{final}} = 4.8 \text{ m}$

La surface horizontale de clarificateur sera égale

$$S_h = V/H = 1498.5/4 = 374.62 \text{ m}^2 \quad S_h = 374.62 \text{ m}^2$$

c). Diamètre de clarificateur :

$$D = \sqrt{\frac{4S_h}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 374.62}{\pi}} = 21.84$$

On prend $D = 22 \text{ m}$

d). Le temps de séjour

$$T_s = V/Q$$

Au débit de pointe par temps sec

$$T_s = V / Q_{pts} = 2997 / 666 = 4.5 \text{ h}$$

$$t_s = 4.5 \text{ h}$$

Au débit de pointe en temps de pluie

$$T_s = V / Q_{ptp} = 2997 / 1998 = 1.5 \text{ h} \quad t_s = 1.5 \text{ h}$$

IV.4.2.2. Pour l'horizon 2045 :

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

$$Q_{ptp} = Q_{ptp}(2045) - Q_{ptp}(2030) \quad \text{Donc : } Q_{ptp} = 0.69 - 0.56 = 0.13 \text{ m}^3/\text{s}$$

Avec :

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

La charge en MES à la sortie du sable est de 942.76 kg/j

- ✓ Pour l'aérateur on garde la même forme (rectangulaire) et $B/H = 1 \text{ à } 2,5$
- ✓ Pour le clarificateur on garde aussi la même forme (circulaire)

Les résultats de dimensionnement de l'aérateur et le décanteur secondaire pour l'horizon 2030 et 2045 sont représentés sur le tableau suivant:

Tableau IV.9. Récapitulatif de dimensionnement (faible charge)

Désignations	Unité	2030	2045
Données de base			
Débit moyen journalier Q_{moyj}	m^3/j	9186.00	11655.86
Débit moyen horaire Q_{moyh}	m^3/h	673.49	128.49
Débit de pointe en temps de pluie Q_{ptp}	m^3/h	2020.46	360
Charge polluante à l'entrée du bassin L_o	Kg/j	1901.50	511.26
La charge polluante à la sortie L_f	KgDBO_5/j	275.58	74.09
La charge polluante éliminée L_e	KgDBO_5/j	1625.92	437.17
Le rendement de l'épuration η_{ep}	%	85.51	85.51%
Dimensionnement du bassin d'aération			
Volume du bassin V	m^3	950.75	1022.52
Nombre	-	4	1
Hauteur du bassin H	M	4.8	4.8
Surface horizontale du bassin Sh	m^2	237.69	255.63
Largeur du bassin B	M	10	10
Longueur du bassin L	M	24	26
La masse de boues dans le bassin X_t	Kg	12676.66	3408.4
Concentration de boues dans le bassin $[X_a]$	Kg/m^3	4	4

Tableau IV.9. Récapitulatif de dimensionnement (faible charge) suit:

Désignations	Unité	2030	2045
<u>Besoins en oxygène</u>			
Besoins journaliers en oxygène : q_{O_2}	KgO ₂ /j	2337.46	628.48
La quantité d'oxygène horaire $q_{O_2}/24$	KgO ₂ /h	97.39	26.18
La quantité d'oxygène nécessaire pour un Kg de DBO _{5e}		1.43	1.43
La quantité d'oxygène nécessaire pour un m ³ du bassin q_{O_2}/m^3	KgO ₂ /m ³ .j	0.18	0.18
Besoins en pointe horaire en oxygène q_{O_2pte}	KgO ₂ /h	117.04	31.47
<u>Calcul de l'aérateur de surface à installer</u>			
Besoin réel de pointe en oxygène	KgO ₂ /h	302.87	57.78
Calcul de puissance de l'aération nécessaire E_n	Kw	137.3	26.19
Puissance de brassage E_b :	kW	26.76	20.42
Calcul de nombre d'aérateurs dans le bassin	-	6	2
<u>Bilan de boues</u>			
Calcul de la quantité des boues en excès Δx	Kg/j	1156.17	310.86
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	120.43	32.38
Débits spécifiques par m ³ de bassin	Kg/m ³ .j	0.30	0.30
Le taux de boues recyclées R	%	71.43	71.43
Le débit des boues recyclées Q_r	m ³ /j	6561.56	1764.22
Age des boues A_b	j	10.96	10.96
<u>Caractéristiques du clarificateur</u>			
Forme	circulaire		
Nombre de bassins	-	2	1
Surface horizontale	m ²	374.62	234
Diamètre	m	22	18
Volume	m ³	1498.5	702
Hauteur	m	4.8	3.8
Temps de séjour pour le débit de pointe par temps de pluie	h	1.5	1.5
Temps de séjour pour le débit de pointe par temps sec	h	4.5	4.26

IV.5. Désinfection :

La désinfection des eaux usées est un traitement d'élimination durable des agents pathogènes, bactéries et virus, Il existe plusieurs processus de désinfection :

- Chloration
- Chlore gazeux
- Traitement UV
- Ozonation

Nous optons pour la désinfection par l'ajout de chlore se forme d'eau de javel pour la simple raison de disponibilité et le coute le moins cher. 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. (HADJRABAH, 2005)

IV.5.1. Pour l'horizon 2030 :**a) La dose journalière en chlore :**

On prend une concentration de chlore de $[Cl] = 10 \text{ mg/l}$

$$D_j = Q_{\text{moy},j} \times [Cl] \dots\dots\dots (IV.28)$$

$$D_j = 9186.00 \times 10 \times 10^{-3} = 91.86 \text{ Kg/j} \quad D_j = 91.86 \text{ Kg/j}$$

b) Calcul de quantité d'eau de javel :

On prend une solution d'hypochlorite à 48° (HADJRABAH, 2005)

1° de chlorométrie → 3.17 g de Cl₂/ NaClO

48° de chlorométrie → X

$$X = 3.17 \times 48 / 1 = 152.16 \text{ g de Cl}_2 / \text{NaClO}$$

c) La quantité d'hypochlorite de sodium nécessaire

1 m³ (NaClO) → 152.16 Kg de Cl₂

Q_j → 91.86 Kg/j

$$Q_j = 91.86 / 152.16 = 0.6 \text{ m}^3 (\text{NaClO}) / j$$

d) La quantité annuelle d'hypochlorite de sodium

$$Q_a = Q_j \cdot 365 = 0.6 \times 365 = 219 \text{ m}^3 (\text{NaClO}) / \text{an}$$

e) Dimensionnement du bassin de désinfection

Q_{ptp} = 1998 m³/h (débit de pointe au temps de pluie) T_s = 30 mn

➤ Le volume du bassin

$$V = Q_{\text{pte}} \cdot T_s = 1998 \times 30 / 60 = 999 \text{ m}^3 V = 999 \text{ m}^3$$

➤ **La hauteur du bassin :**

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

c-La surface horizontale

$$S_h = V/H = 565.49/3 = 333\text{ m}^2 \quad S_h = 333\text{ m}^2$$

On prend un bassin de désinfection de forme rectangulaire de dimension $L = 2 B$

Donc $S_h = L \times B = 2 B^2$ donc $B = (S_h/2)^{0.5} = 12.9$ donc on prend **$B = 13\text{ m}$**

Donc **$L = 26\text{ m}$**

IV.5.2. Pour l'horizon 2045 :

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

$$Q_{\text{ptp}} = Q_{\text{ptp}}(2045) - Q_{\text{ptp}}(2030) \quad \text{Donc: } Q_{\text{ptp}} = 0.69 - 0.56 = 0.13\text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Donc } Q_{\text{ptp}} = 468\text{ m}^3/\text{h}$$

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

$$Q_{\text{moy } j} = 11655.86 - 9186.00 = 2469.86\text{ m}^3/\text{j}$$

Avec :

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

Tableau VII.10: résultats de dimensionnement du bassin de désinfection pour les deux horizons. (2030;2045)

Caractéristiques du bassin	Unité	Horizon	
		2030	2045
• Volume	m^3	999	234
• Hauteur	m	3	3
• Surface horizontale	m^2	333	78
• Longueur	m	26	14
• Largeur	m	13	7
• Dose journalière en chlore	Kg/j	91.86	24.69
• La quantité d'hypochlorite nécessaire	m^3/j	0.6	0.16
• La quantité annuelle d'hypochlorite:	m^3/an	219	59.23

IV.6. Traitement des boues :

Tout traitement d'eau conduit à la formation de suspensions plus ou moins concentrées dénommées boues, qui rassemblent les corps polluants présents initialement dans les eaux à traiter sous forme de particules individualisées, de colloïdes ou de substances dissoutes.

La raréfaction des terrains disponibles pour l'épandage, l'emploi généralisé en agriculture d'engrais facilement épandable sous forme pulvérulente, les nécessités de l'environnement, exigent le plus souvent une réduction très importante, voire totale, du volume et de la nocivité de ces boues. De ce fait le traitement de boues est inéluctable en station d'épuration des eaux usées.

L'objectif du traitement des boues est :

- Réduction du volume des boues par élimination plus ou moins poussée de leur humidité ;
- Réduction du pouvoir fermentescible, ou stabilisation.

A. Stabilisation des boues :

La stabilisation a pour but d'éliminer toutes les matières organiques fermentescibles. Elle n'est jamais totale et ne porte pas sur la destruction des matières à fermentation lente (de l'ordre de plusieurs mois). Elle peut s'opérer par voie aérobie ou anaérobie.

➤ Stabilisation aérobie des boues :

Elle consiste à provoquer ou à poursuivre le développement des micro-organismes aérobies jusqu'à dépasser la phase de synthèse des cellules et réaliser leur propre oxydation.

➤ Digestion anaérobie :

La stabilisation anaérobie se réalise par fermentation méthanique des boues des cuves fermées, à l'abri de l'air appelées digesteurs ; elle se produit en deux temps (phases) :

- **Première phase :** La fermentation est dite acide, les matières solides biodégradables sont solubilisées, puis dégradées par les bactéries mésophiles (35°), il s'ensuit une forte formation d'acide organique.
- **Deuxième phase :** La fermentation est dite méthanique, les micro-organismes sont caractérisés par un pouvoir de destruction cellulaire très puissant, par un développement long et par leurs grandes sensibilités aux conditions du milieu (PH, T°, toxiques...).
- La digestion anaérobie est d'autant plus rapide que la température est plus élevée.
- Pour une bonne digestion, il faut que le PH varie entre (6,8 à 7,12).

D'après les comparaisons entre ces deux stabilisations :

- Le taux de réduction des matières volatiles obtenues par stabilisation aérobie dans les conditions climatiques les plus fréquentes est sensiblement inférieur à celui atteint par digestion anaérobie.

- Du fait de sa rusticité, de la simplicité de sa conduite, de sa facilité, à supporter les variations de charge, la stabilisation aérobie des boues convient bien pour les stations d'épuration rurales de moyenne importance.
- La stabilisation aérobie est moins onéreuse en investissement que la digestion anaérobie, par contre, elle nécessite d'importantes dépenses d'énergie.
- La récupération de gaz (digestion anaérobie) permet des économies sur les frais d'exploitation.
- De cette comparaison, on préfère la digestion anaérobie

B. Epaissement des boues :

C'est le stade le plus simple de la réduction du volume des boues qui s'effectue sans dépense d'énergie notable.

- Il peut permettre une réduction des ouvrages de digestion aérobie et anaérobie.
- Il engendre une amélioration de la production des dispositifs de déshydratation.

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

➤ **Epaissement par décantation :**

Les boues sont introduites dans une cuve (épaississeur) profond ($H \geq 3,5$ m pour les boues urbaines), afin de faciliter le tassement des boues dont l'évacuation se fait par le fond tandis que le liquide surnageant par le haut.

On distingue deux types d'épaississeurs :

- Epaisseurs non raclés.
- Epaisseurs mécanisés.

L'épaississeur mécanisé est de forme circulaire, équipé d'un ensemble mécanique tournant dont le rôle est double :

- ✓ Assurer le transfert des boues déposées vers la fosse centrale, au moyen de racleurs ;
- ✓ Faciliter le dégagement de l'eau interstitielle et des gaz occlus au moyen d'une herse verticale accrochée au dispositif tournant.

Le diamètre de cet ouvrage commence de 5 m et peut atteindre 40 m.

➤ **Epaissement par flottation :**

Il consiste à réduire la masse volumique apparente des particules par absorption des fines bulles de gaz de façon à provoquer leur entraînement vers la surface. Les boues concentrées sont récupérées par raclage de la surface du liquide.

En fin, nous optons pour un épaississeur mécanique par décantation car ce dernier est moins cher que l'épaississeur par flottation (demande des frais d'exploitation élevés).

C. Déshydratation des boues :

La déshydratation des boues constitue la dernière étape de réduction du volume de boues.

Plusieurs techniques ont été mises en œuvre :

➤ Déshydratation sur lits de séchage :

Elle s'effectue par double action-filtration de l'eau à travers le sable

- Evaporation de l'eau en surface dont la remontée est entretenue par capillarité.

➤ Déshydratation mécanique :

Ce traitement comporte deux stades :

- **Premier stade** : Conditionnement des boues pour augmenter par floculation la taille des particules en suspension et augmenter la cohésion du floc
- **Deuxième stade** : Opération de déshydratation :
 - Filtration sous vide
 - Filtration sous pression

Centrifugation (séparation du mélange solide liquide par action de la force centrifuge)

➤ Déshydratation naturelle (séchage thermique) :

Le séchage s'effectue à l'air libre sur des aires constituants un massif drainant de 0,25 à 0,4 m d'épaisseur ce procédé ne peut être applicable qu'à des boues déjà fortement déshydratées.

D'après ces différentes techniques on voit que la déshydratation sur lits de séchage est plus utilisée du point de vue économique et sa facilité de gestion

D. Choix de la filière de traitement de boues :

La filière de traitement des boues sera comme suite :

- ✓ Un épaissement des boues
- ✓ Une digestion anaérobie
- ✓ Une déshydratation sur lits de séchage

IV.6.1.variante a moyenne charge :

IV.6.1.1pour Horizon 2030 :

IV.6.1.1.1.Dimensionnement de l'épaisseur :

La production journalière des boues est de :

a- Boues issues du décanteur primaire

$$DX_p = DBO_{5e} + MESe$$

$$DX_p = 665.52 + 1825.47 = 2491 \text{ Kg/j}$$

b- Boues issues du décanteur secondaire

Boues secondaires $DX_s = 484.71 \text{ Kg/j}$ (Représente les boues en excès)

c- la quantité totale journalière des boues sera

Donc la quantité totale journalière des boues sera :

$$DX_{\text{totale}} = DX_t = 2491 + 484.71 = 2975.71 \text{ Kg/j}$$

d- La concentration des boues

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

- Boues primaires : $(20 \div 30) \text{ g/l}$

- Boues secondaire : $(10 \div 30) \text{ g/l}$ (DEGREMONT, 2005)

e- 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.

1. Le débit arrivant du décanteur primaire

$$Q_1 = DX_p / S_1 = 2491 / 25 = 99.64 \text{ m}^3/\text{j}$$

DX_p : quantité issues du décanteur primaire

S_1 : concentration des boues.

On prendra $S_1 = 25 \text{ g/l}$

2. Le débit arrivant du décanteur secondaire

$$Q_2 = DX_s / S_2 = 484.71 / 10 = 48.47 \text{ m}^3/\text{j}$$

S_2 : concentration des boues. On

prendra $S_2 = 10 \text{ g/l}$

f. Le débit total (Q_t)

$$Q_t = Q_1 + Q_2 = 99.64 + 48.47 = 148.11 \text{ m}^3/\text{j}$$

g. La concentration du mélange (S)

$$S = DX_t / Q_t = 2975.71 / 148.11 = 20.09 \text{ Kg/m}^3$$

h. Le volume de l'épaisseur

T_s : temps de séjour (1 à 15 j). On prend $T_s = 2 \text{ j}$.

$$V = Q_t \cdot T_s = 148.11 \cdot 2 = 296.22 \text{ m}^3 \quad V = 296.22 \text{ m}^3$$

i. La surface horizontale

Pour une profondeur de $H = 3 \text{ m}$. On calcule :

$$Sh = V / H = 296.22 / 3 = 98.74 \text{ m}^2$$

j. Lediamètre

$$D = \sqrt{\frac{4Sh}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 9874}{\pi}} = 11.21 \text{ m} \Rightarrow D = 12 \text{ m}$$

K. Calcul du débit des boues épaissies

La concentration des boues après épaississement par décantation est de l'ordre de 80 à 100 g/l. on prend : $C_{be} = 85 \text{ g/l}$.

$$Q_d = D \cdot X_t / 85 = 2975.71 / 85 = 35.00 \text{ m}^3/\text{j.}$$

IV.6.1.1.2. Dimensionnement du digesteur :

La concentration des boues après épaississement par décantation est de l'ordre de 80 à 100 g/l. (Gaid, Abdelkader, 1984)

Le débit des boues arrivant au digesteur :

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

$$Q_d = D \cdot X_t / 85 = 2975.71 / 85 = 35.00 \text{ m}^3/\text{j.}$$

a. Le temps de séjour du digesteur :(Gaid, Abdelkader, 1984)

$$T_s = 175 \cdot 10^{(-0.03 \cdot t)} / t = 35^\circ \text{C} \dots \dots \dots \text{(IV.29)}$$

$$T_s = 15,6 \text{ jours}$$

b. Le volume du digesteur :

$$V_d = Q_d \cdot T_s = 35 \cdot 15,6 = 546 \text{ m}^3$$

c. Le diamètre du digesteur :

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

$$D_d = \sqrt{\frac{V_d \cdot 4}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{546 \cdot 4}{3,14 \cdot 4}} = 13.18 \text{ m} \Rightarrow D_d = 14 \text{ m}$$

d. La surface horizontale :

$$S_h = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 14^2}{4} = 153.86 \text{ m}^2$$

e. La quantité de matières sèches des boues fraîches :

$$F_g = Q_d \cdot F_s \cdot K_s \dots \dots \dots \text{(IV.30)}$$

K_s : poids spécifique de la matière sèche de la boue fraîche

$$K_s = 1 \text{ tonne / m}^3$$

F_s : la teneur en matières solides

$$F_s = 3 \text{ à } 4\% \text{ on prend } 4\%$$

$$\text{Donc : } F_g = 35 \cdot 1 \cdot 0,04 = 1.4 \text{ tonne /j}$$

f.La quantité de matière organique dans la boue fraîche :

Elle présente 60% de la quantité des matières sèches des boues fraîches

$$F_o = 0,6. F_g = 0,6. 1.4 = 0.84T /j$$

g.La quantité du gaz produite :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_{gaz} = 138 (t^\circ)^{1/2} \cdot F_o \dots \dots \dots (IV.31)$$

$$Q_{gaz} = 138 (35)^{1/2} \cdot 0.84 = 685.79 m^3/j$$

h.La quantité moyenne du gaz :

On prendra 75% du gaz théorique

$$Q'_{gaz} = 0,75. Q_{gaz} = 0,75. 685.79 = 514.34 m^3/j$$

i.La quantité du méthane (CH₄):

$Q_{CH_4} = (0,6 \text{ à } 0,65) Q'_{gaz}$ on prend $Q_{CH_4} = 0,65 Q'_{gaz}$

$$Q_{CH_4} = 0,65. 514.34 = 334.32 m^3/j$$

j.La quantité du gaz carbonique CO₂ :

$Q_{CO_2} = (0,3 \text{ à } 0,35) Q'_{gaz}$

On prend $Q_{CO_2} = 0,3 Q'_{gaz}$

$$Q_{CO_2} = 0,3. 514.34 = 154.30 m^3/j$$

k.La quantité restante de gaz :

Les 5% sont constituées par l'autre gaz (NH₂, H₂...)

$$Q_{rest} = 0,05. Q_{gaz} = 0,05. 685.79 = 34.28 m^3/j$$

l.La quantité minérale dans la boue :

$$F_m = F_g - F_o = 1.4 - 0.84 = 0.56 T/j$$

m.La quantité de boues digérées :(Gaid, Abdelkader, 1984)

Elle est donnée par l'expression suivante :

$$Q_r = F_g f \left(\frac{1}{d_f f_g} + \frac{1}{d_{ff}} + \frac{1}{d_f} \right) \dots \dots \dots (IV.32)$$

Avec:

F_f : teneur en matière solide dans la boue digérée

$$F_f = 10\%$$

d_{ff} : poids spécifique de la matière sèche de la boue digérée

$$d_{ff} = 2 T/m^3$$

d_f : poids spécifique de l'eau en excès dans le digesteur $d_f = 1 T/ m^3$

$$F_g f = F_m + F_o (1 - 0,138 T^{1/2}) \dots \dots \dots (IV.33)$$

$$F_{gf} = 0.56 + 0.84(1 - 0.138 \cdot 35^{1/2})$$

$$F_{gf} = 0.71 / j$$

$$Q_r = 0.71 (1/1 \cdot 1.4 + 1/2 + 1/1) = 1.57 \text{ m}^3/j$$

$$Q_r = 1.57 \text{ m}^3/j$$

IV.6.1.1.3. Dimensionnement des lits de séchage :

a. Le volume des boues épandues sur chaque lit:

e : l'épaisseur maximale des boues qui est comprise entre 20 à 30 cm.

La longueur L = (20 à 30) m

Nous avons choisi les dimensions suivantes : b=8m; L=20m; H=0,4m

$$V = b \cdot L \cdot H \dots \dots \dots \text{(VII-34)}$$

$$V = 8 \cdot 20 \cdot 0,4 = 64 \text{ m}^3$$

$$V = 64 \text{ m}^3$$

b. La quantité des boues à extraire quotidiennement est :

La quantité de boues extraites de l'épaississeur est égale à $\Delta X = 852.95 \text{ kg}/j$, la teneur en matière sèche des boues varie entre 25 à 30 kg/m^3 . On prendra la valeur 25 kg/m^3 .

On prendra la valeur 30 kg/m^3 .

c. Le débit des boues à sécher :

$$V_1 = 484.71/30 = 16.15 \text{ m}^3/j$$

d. Volume des boues à sécher par an :

$$V_{ba} = V_1 \cdot 365 = 16.15 \cdot 365 = 5897.30 \text{ m}^3$$

e. Volume des boues épandues par lit et par an :

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

$$V_2 = 12 \cdot v = 12 \cdot 80 = 768 \text{ m}^3$$

f. Nombre de lits nécessaire

$$N = V_{ba} / V_2 = 5897.30 / 768 = 7.67 = 8 \text{ lits}$$

f. Surface nécessaire :

$$S = S_0 \cdot N \quad \text{Où : } S_0 \text{ c'est la surface du lit de séchage: } S_0 = L \cdot b = 20 \cdot 8 = 160 \text{ m}^2$$

$$s = 160 \cdot 11 = 1760 \text{ m}^2.$$

IV.6.1.2.pour Horizon 2045 :

Tableau IV-11:Calcul de Dimensionnement des ouvrages de traitement des boues :

Désignations	unité	2030	2045
Dimensionnement de l'épaississeur			
Concentration à l'entrée de l'épaississeur pour DI	g/l	25	25
Concentration à l'entrée de l'épaississeur pour DII	g/l	10	10
Débit journalier reçu par l'épaississeur	Kg/j	260.625	51.308
Temps de séjour	J	2	2
Volume	m ³	521.24	79.64
Hauteur	m	3	3
Surface	m ²	173.75	26.54
diamètre	m	15	5.81
- Dimensionnement du digesteur			
Débit des boues arrivant au digesteur	m ³ /j	35.00	9.41
Temps de séjour du digesteur	j	15.6	15.6
Volume	m ³	546	146.79
Diamètre	m	14	7
Surface horizontale	m ²	153.86	38.46
Quantité de matières sèches des boues fraîches	T/j	1.4	0.37
Quantité de matière organique des boues fraîches	T/j	0.84	0.22
Quantité du gaz produite	m ³ /j	685.79	179.61
Quantité moyenne du gaz	m ³ /j	514.34	134.70
Quantité du méthane	m ³ /j	334.32	87.56
Quantité du gaz carbonique	m ³ /j	154.30	40.41
Quantité restante de gaz	m ³ /j	34.28	8.98
Quantité minérale dans la boue	T/j	0.56	0.15
Quantité de boues digérées	m ³ /j	1.57	0.79
Dimensionnement du lit de séchage			
Longueur	m	20	20
Largeur	m	8	8
Hauteur	m	1	1
Hauteur de boue dans le lit	m	0.4	0.4
Volume journalier des boues épandues	m ³ /j	16.15	4.344
Volume des boues épandues par lit et par an	m ³ /an	768	768
Nombre de lits	-	8	3

IV.6.2): Variante à faible charge :

Pour ce qui concerne les boues provenant d'un traitement par boues activées à aération prolongée sont fortement minéralisées. Donc, il n'est pas nécessaire de les traiter dans les digesteurs, la filière choisie pour le traitement de ces boues est composé des étapes suivantes :

- ✓ L'épaississement ;
- ✓ Déshydratation naturelle (lits de séchage).

IV.6.2.1.pour Horizon 2030 :**IV.6.2.1.1.Dimensionnement de l'épaississeur :**

Il reçoit les boues issues du décanteur secondaire. La production journalière des boues est de:

a. Boues issues du décanteur secondaire

Boues secondaires $DX_s = 1156.17 \text{ Kg/j}$ (Représente les boues en excès)

b. La concentration des boues

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

-Boues secondaire: $(10 \div 30) \text{ g/l}$

c. Le débit arrivant du décanteur secondaire (le débit total)

$$Q_t = Q_2 = DX_s / S_2 = 1156.17 / 10 = 115.61 \text{ m}^3/\text{j}$$

On prendra $S_2 = 10 \text{ g/l}$

d. Le volume de l'épaississeur

$$V = Q_t \cdot T_s = 115.61 \cdot 2 = 231.22 \text{ m}^3 \quad \mathbf{V = 231.22 \text{ m}^3}$$

T_s : temps de séjours = 2j

e. La surface horizontale

Pour une profondeur de $H = 3 \text{ m}$. On calcule: $S_h = V / H = 231.22 / 3 = 77.07 \text{ m}^2$

f. Le diamètre

Notre épaississeur a une forme circulaire de diamètre:

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S_h}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 77.07}{3.14}} = 9.91 \text{ m} \quad \mathbf{D = 10 \text{ m}}$$

IV.6.2.1.2. Dimensionnement des lits de séchage :**a. Le volume de boues épandues sur chaque lit**

e : l'épaisseur maximale des boues qui est comprise entre 20 à 30 cm.

La longueur $L = (20 \text{ à } 30) \text{ m}$

Nous avons choisi les dimensions suivantes : $b = 8 \text{ m}$; $L = 25 \text{ m}$; $H = 0,4 \text{ m}$

$$\mathbf{V = b \cdot L \cdot H}$$

$$V = 8 \cdot 20 \cdot 0,4 = 64 \text{ m}^3 \quad \mathbf{V = 64 \text{ m}^3}$$

b. La quantité des boues à extraire quotidiennement est :

La quantité de boues extraites de l'épaisseur est égale à $\Delta X = 1156.17 \text{ kg/j}$, la teneur en matière sèche des boues varie entre 25 à 30 kg/m^3 . On prendra la valeur 30 kg/m^3 .

c. Le débit des boues à sécher :

$$V_1 = 1156.17/30 = 38.54 \text{ m}^3/\text{j}$$

d. Volume des boues à sécher par an

$$V_{ba} = V_1 * 365 = 38.54 * 365 = 14067.1 \text{ m}^3$$

e. Volume des boues épandues par lit et par an

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

$$V_2 = 12 * v = 12 * 80 = 768 \text{ m}^3$$

f. Nombre de lits nécessaire

$$N = V_{ba} / V_2 = 14067.1 / 768 = 18.31 \text{ On prend 19 lits}$$

g. Surface nécessaire

$$S = S_0 * N$$

Où : S_0 c'est la surface du lit de séchage: $S_0 = L * b = 20 * 8 = 160 \text{ m}^2$

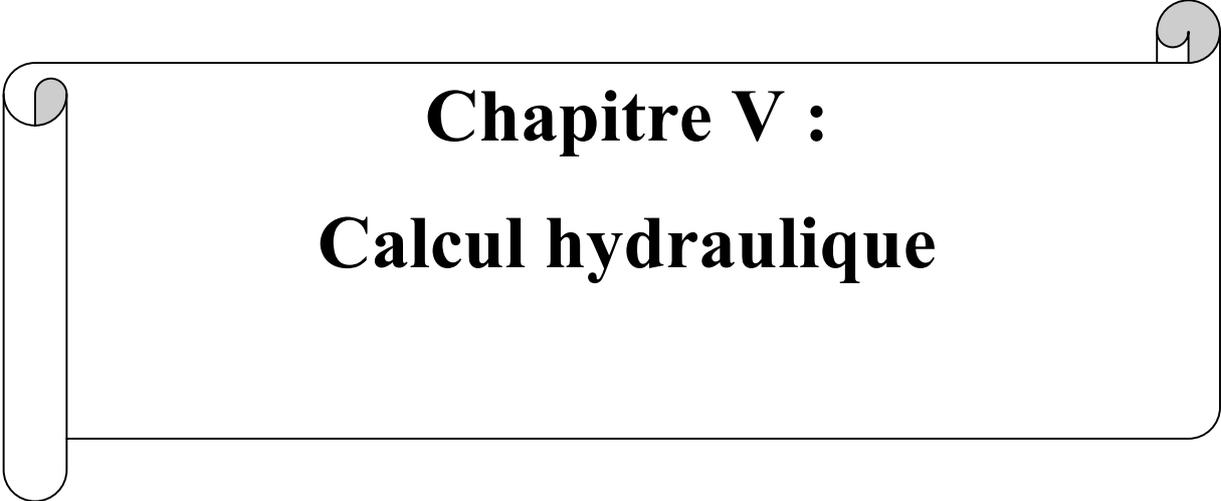
$$s = 160 * 26 = 4160 \text{ m}^2.$$

Tableau IV.12 : Calcul de Dimensionnement des ouvrages de traitement des boues :

Désignations	unité	2025	2040
Dimensionnement de l'épaisseur			
• Débit journalier reçu par l'épaisseur	m^3/j	115.61	31.08
• Temps de séjour	J	2	2
• Volume	m^3	231.22	62.16
• Hauteur	m	3	3
• Surface	m^2	77.07	31.08
• diamètre	m	10	7
Dimensionnement du lit de séchage			
• Longueur	m	20	20
• Largeur	m	8	8
• Hauteur	m	1	1
• Hauteur de boue dans le lit	m	0.4	0.4
• Volume journalier des boues épandues	m^3/j	38.54	10.36
• Volume des boues épandues par lit et par an	m^3/an	14067.1	3782.13
• Nombre de lits		19	5

IV.7.Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons dimensionné les différents ouvrages de la station d'épuration de l'agglomération de la zone nord de la ville de Médéa, pour l'horizon 2030 et pour extension (l'horizon 2045) et les deux variantes la faible et la moyenne charge, on remarque que pour la variante à faible charge, le rendement épuratoire plus importants que ceux de la variante à moyenne charge

A decorative graphic of a scroll with a black outline and rounded corners. The scroll is partially unrolled, with the top and bottom edges curving upwards. The text is centered within the scroll.

Chapitre V :
Calcul hydraulique

V.1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons procéder au calcul des ouvrages qui assurent la circulation de l'eau d'un bassin à un autre, Ces calculs auront pour but le dimensionnement des différentes conduites de rejet qui reliant les ouvrages ainsi que le déversoir d'orage et les cotes de radier des différents ouvrages pour assurer le bon fonctionnement de la station de point de vue hydraulique.

➤ Données de base :

Nous projetons le déversoir d'orage pour l'horizon 2045

- débit moyen horaire journalier : $Q_m = 11655.86 \text{ m}^3/\text{j}$
- débit de pointe en temps sec : $Q_{ts} = 0.230 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Débit de pointe allant vers la station : $Q_{ST} = 3.Q_{ts} = 0.692 \text{ m}^3/\text{s}$

V.2. Déversoir d'orage :

Le principe de fonctionnement de cet ouvrage en système unitaire est d'effectuer le déversement dans le milieu naturel des débits d'orage et de ne dériver vers la station que les débits de pointe à temps de pluie, se dernier égale a trois fois de débit moyenne journalier.

Le déversoir d'orage sera installé sur le collecteur principal qui évacue les eaux usées et pluviales de la zone nord de la ville de MEDEA (réseaux unitaire).

Pour cela on opte pour un déversoir type latéral.

V.2.1. Détermination du débit déversée vers l'exutoire naturel :

Le débit allant vers la station d'épuration correspond au débit de pointe en temps de pluie

$$Q_{ST} = 3.Q_{ts} = 0.692 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le déversoir d'orage sera dimensionné pour un débit pluvial plus un débit de pointe d'eaux résiduaires (eaux usées domestiques).

Le débit pluvial a été estimé par la D.H.W. du Médéa à $Q_{pl} = 5804,6 \text{ l/s}$ c à d $5,804 \text{ m}^3/\text{s}$

Donc le collecteur principal va véhiculer à l'avant du déversoir d'orage en période pluviale un débit de l'ordre de:

$$Q_{ent} = Q_{pl} + Q_{ts}$$

D'où:

Q_{ent} : Débit entrant au déversoir d'orage (m^3/s).

Q_{pl} : Débit pluvial (m^3/s).

Q_{ts} : Débit de pointe en temps sec (m^3/s).

$$\text{A.N: } Q_{ent} = Q_{pl} + Q_{ts} = 5,804 + 0.230 \quad Q_{ent} = 6.034 \text{ m}^3/\text{s}$$

Donc le débit allant vers l'exutoire sera:

$$Q_{\text{dév}} = Q_{\text{ent}} - Q_{\text{ST}} = 6.034 - 0.692$$

$$\text{A.N} \quad Q_{\text{dév}} = 5.342 \text{ m}^3/\text{s}$$

V.2.2. Calcul du diamètre du collecteur principal:

a) à l'amont du déversoir ;

On calcul le diamètre du collecteur qui véhiculera le débit d'eau total en 2045 :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{\text{ent}} = 6.034 / \text{s} \\ I = 1.8 \% \end{array} \right.$$

Et d'après l'abaque de Bazin (annexe 01)

$$D_e = 1500 \text{ mm (diamètre à l'entrer du déversoir)}$$

$$Q_{\text{ps}} = 6.65 \text{ m}^3/\text{s (débit a pleine section)}$$

$$V_{\text{ps}} = 3.9 \text{ m/s (vitesse a pleine section)}$$

Et d'après l'abaque de Bazin (annexe 02)

Le rapport du débit dans ce cas est :

$$rQ = Q_{\text{ent}}/Q_{\text{ps}} = 1.43/1.85 = 0.91$$

$$rH = H_e/D_e = 0.75 \Rightarrow H_e = 0.75 \cdot 1500 = 1125 \text{ mm (hauteur de remplissage)}$$

$$rV = V/V_{\text{ps}} = 1,135 \Rightarrow V = 1,135 \cdot 3.9 = 4.426 \text{ m/s (rapport des vitesses)}$$

b) à l'aval du déversoir ;

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{\text{vers STEP}} = 0.692 \text{ m}^3 / \text{s} \\ I = 1.8 \% \end{array} \right.$$

D'après l'abaque de Bazin (annexe 01)

$$D_s = 800 \text{ mm}$$

$$Q_{\text{ps}} = 1.20 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{\text{ps}} = 1.91 \text{ m/s}$$

Et d'après l'abaque de Bazin (annexe 02)

Le rapport du débit dans ce cas est :

$$rQ = Q_{\text{vers STEP}}/Q_{\text{ps}} = 0.692 / 1.20 = 0.58$$

$$rH = H_s/D_s = 0.55 \Rightarrow H_s = 0.55 \cdot 800 = 440 \text{ mm (hauteur de remplissage)}$$

$$rV = V/V_{\text{ps}} = 1,03 \Rightarrow V = 1,03 \cdot 1.91 = 1,97 \text{ m/s (rapport des vitesses)}$$

V.2.3. La hauteur du seuil du déversoir

La hauteur d'entrée $H_e = 990\text{mm}$

La hauteur de sortie $H_s = 696\text{ mm}$

La lame d'eau déversée $H_d = (H_e - H_s)/2 = (990-696)/2 = 147\text{mm}$

V.2.4. Calcul de la longueur du déversoir:

Donc la largeur du seuil déversant sera :

$$b = (3 \cdot Q_d) / (2m \cdot (2g)^{1/2} H_d^{3/2})$$

Avec :

m : coefficient de débit dépend de la forme du seuil et varie également suivant la hauteur de la lame d'eau déversée pour les crêtes minces $m = 0,6$

g : L'accélération de la pesanteur m^2/s

$$b = (3 \cdot 0.74) / (2 \cdot 0.6 \cdot (2 \cdot 9,81)^{1/2} \cdot 0.147^{3/2}) = 8.89\text{m}$$

Donc on prend $b = 9\text{m}$

V.3. Profil hydraulique :

Le profil hydraulique consiste à calculer les différents niveaux d'eau le long de la chaîne de traitement, puis relier ces niveaux par une ligne appelée (ligne piézométrique).

V.3.1. Cotes du terrain naturel des ouvrages :

Ces cotes sont tirées du plan d'implantation suivant la position topographique de chaque ouvrage.

Tableau V.1 : Cotes moyenne du terrain naturel de la zone d'implantation des différents ouvrages de la station

Désignation des ouvrages	Cotes du terrain naturel (m)
Dégrilleur	652.615
Dessableur-deshuilleur	651.605
Bassin d'aération	651.3
Décanteur secondaire	650.545
Bassin de désinfection	649.315

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

$$\Delta H_T = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} = C_{pA} - C_{pB} \dots \dots \dots (V.1)$$

Avec :

- ✓ K : coefficient de perte de charge
- ✓ Q : débit en m³/s ;
- ✓ L : longueur de la conduite
- ✓ D : diamètre de la conduite
- ✓ β : coefficient dépendant du régime d'écoulement
- ✓ m : coefficient dépendant du type de matériau de la conduite
- ✓ Cp_A : Côte du plan d'eau au point A
- ✓ Cp_B : Côte du plan d'eau au point B

Tableau V.2: Les valeurs de K, m et β :

Tuyau	K	m	β
Acier	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Fonte	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Amiante ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,774	1,77

Pour le PEHD, on a :

- ✓ K=0,001052
- ✓ m=4,774
- ✓ β=1,77

Donc
$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{pA} - C_{pB})}} \dots \dots \dots (V.2)$$

V.3.2.Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages :

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

$$L_{\text{éq}} = 1,15. L_{\text{réelle}}$$

Dans notre cas on a des distances faibles donc on néglige les pertes de charges singulières c'est à dire on prend les longueurs réelles.

Les distances sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau V.3 Longueurs des conduites entre les ouvrages de la STEP

Ouvrages	L réelle (m)
Dégrilleur – Dessableur-Deshuilleur	8
Dessableur-Deshuilleur– Bassin d’aération	29.01
Bassin d’aération – Clarificateur	15.70
Clarificateur - bassin de désinfection	17.91

V.3.3): Calculs des cotes piézométriques des différents ouvrages :

On calcule les cotes piézométriques d’après l’équation de Bernoulli donnée par :

$$P_1/W + V_1^2/2g + Z_1 = P_2/W + V_2^2/2g + Z_2 + H_{1-2}$$

- P_1/W et P_2/W : énergies de pression dans les sections (1) et (2).
- $V_1/2g$ et $V_2/2g$: énergies cinétiques en (1) et (2).
- Z_2 et Z_1 : cotes des points (1) et (2).
- H_{1-2} : pertes de charges dans le tronçon (1-2).

La variation de vitesse est très faible, donc les énergies cinétiques peuvent être éliminées il vient :

$$P_1/W + Z_1 = P_2/W + Z_2 + H_{1-2}$$

On pose : $P_1/W = H_1$ et $P_2/W = H_2$

Donc : $H_1 + Z_1 = H_2 + Z_2 + H_{1-2}$

$Cp_1 = H_1 + Z_1$: cote piézométrique au point (1).

$Cp_2 = H_2 + Z_2$: cote piézométrique au point (2).

$Cp_1' = Cp_2 + H_{1-2}$

V.3.4): Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages et les cotes piézométriques.**❖ Conduite dégrilleur -désableur (A-B) :**

On a :

- Côte du radier du dégrilleur(A) : 652.615m ;
- Hauteur d’eau : 0,8m

D’où : $Cp_A = 653.415$ m

- Côte du radier du désableur-déshuilleur(B) : 651.00m ;
- Hauteur d’eau : 2m

D’où : $Cp_B = 653.00$

➤ L=8m

Diamètre :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{00010528069177}{653415-65300}} = 0.385m$$

$D_c=400mm \Rightarrow D_n=400mm$

Cote piézométrique

$$D'où on aura : C_{PB}' = C_{PA} - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow C_{PB}' = 653.0668m$$

❖ Conduite déssableur - bassin d'aération (A-B) :

➤ $C_{PA}' = 653.0668m$

Côte du radier du bassin bassin d'aération (B) : 648.5000 m ;

➤ Hauteur d'eau : 4 m

D'où : $C_{PB} : 652.5000 m$

➤ L=29.01m

Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{00010522901034177}{6530661-6525000}} = 0.365m$$

$D_c=400mm \Rightarrow D_n=400mm$

Cote piézométrique

$$D'où on aura : C_{PB}' = C_{PA}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow C_{PB}' = 652.6965 m$$

❖ Conduite bassin d'aération - clarificateur (A-B) :

➤ $C_{PA}' = 652.6965 m$

Côte du radier de clarificateur (B) : 648 m

➤ ; Hauteur d'eau : 4m

➤ D'où : $C_{PB} : 652$

➤ L=15.70m

Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{00010521570034177}{6526965-652}} = 0.308m$$

$D_c=315mm \Rightarrow D_n=315mm$

Cote piézométrique :

$$D'o\grave{u} \text{ on aura : } C_{PB}' = C_{PA}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \quad \Rightarrow \quad C_{PB}' = 652.0696 \text{ m}$$

❖ Conduite clarificateur - bassin de désinfection (A-B) :

- $C_{PA}' = 652.0696 \text{ m}$
- Côte du radier du bassin de désinfection (B) : 648 m ;
- Hauteur d'eau : 3 m
- D'o\grave{u} : C_{PB} : 651
- $L = 17.91 \text{ m}$

Diamètre :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA}' - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{000105217910691177}{6520696 - 651}} = 0.37 \text{ m}$$

$$D_c = 400 \text{ mm} \Rightarrow D_n = 400 \text{ mm}$$

Cote piézométrique

$$D'o\grave{u} \text{ on aura : } C_{PB}' = C_{PB}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \quad \Rightarrow \quad C_{PB}' = 651.29 \text{ m}$$

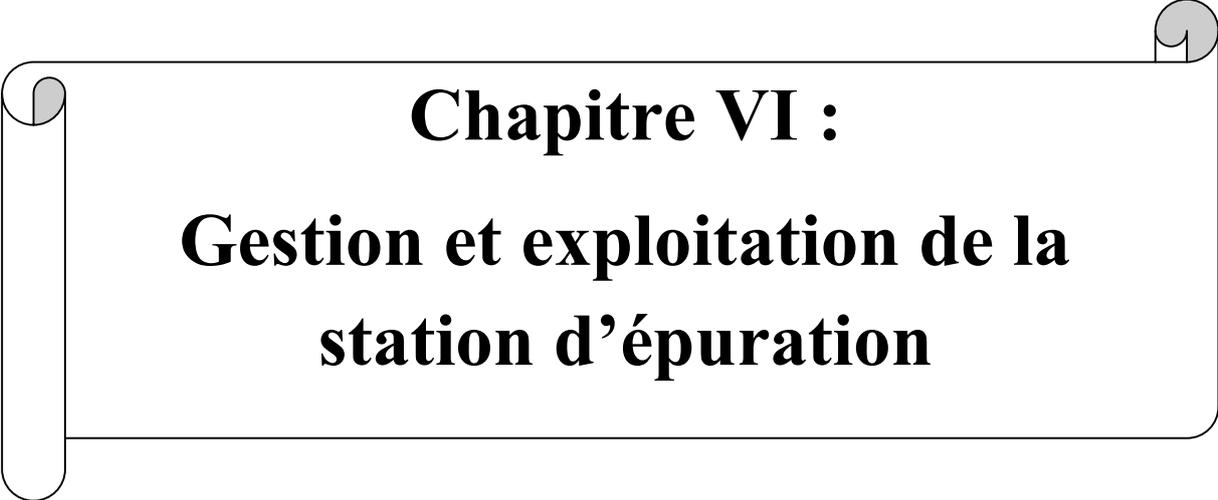
Tableau : V.4 : Récapitulatif des résultats de calcul des cotes piézométriques :

Désignations	Cote terrain(m)	Cote radier (m)	Plan d'eau(m)	Cote piézométrique(m)
Dégrilleur	652.615	652.615	0.8	653.415
Dessableur-deshuilleur	651.605	651.00	2	653.0668
Bassin d'aération	651.3	648.50	4	652.6965
Décanteur secondaire	650.545	648	4	652.0696
Bassin de désinfection	649.315	648	3	651.29

V.3.CONCLUSION

Le calcul hydraulique effectué dans ce chapitre nous a permis de :

- 1.** Dimensionner le déversoir d'orage à l'entrée de la station.
- 2.** Déterminer les cotes terrains naturels des différents ouvrages dans la station;
- 3.** Déterminer les longueurs, les diamètres et des conduites reliant ces ouvrages;
- 4.** Calculer les cotes piézométriques dans chaque point.



Chapitre VI :
Gestion et exploitation de la
station d'épuration

VI-1)-Introduction :

Le maintien en parfaite état des différents ouvrages de la station d'épuration et la garantie des performances épuratoires, reposent, avant tout, sur la qualité de l'exploitation qui est mise en œuvre, le procédé choisi qui est techniquement et économiquement acceptable, et enfin la présence d'une politique rationnelle de gestion.

VI-2)-Mesures et contrôles effectués au niveau de la station d'épuration :

L'exploitant doit effectuer un certain nombre de mesures et contrôles entrant dans le cadre de l'exploitation et la gestion de la station, dont les principaux sont :

- Mesure de débit
- Mesure de pH et de la température

La mesure de pH doit être faite à l'entrée de la station, afin de prendre toutes les dispositions nécessaires pour le déroulement des traitements sensibles à ce paramètre.

Pour maintenir la température optimum de bon fonctionnement de certains ouvrages de traitement (dégraisseur, bassin d'aération), la mesure de la température est très recommandée.

- Mesure de la demande chimique en oxygène (DCO)
- Mesure de la demande biologique en oxygène (DBO₅)
- Mesure de la quantité d'oxygène dissous
- Recherche des substances toxiques
- Mesure concernant les boues :

Pour obtenir un réglage adéquat de la station d'épuration, on doit jouer essentiellement sur :

- Le taux de recirculation des boues
- Le taux d'aération
- Le taux des boues en excès

Pour régler ces paramètres on aura besoin de savoir :

- La teneur en oxygène dans le bassin d'aération
- Le pourcentage de boues dans le bassin d'aération
- La teneur des MVS dans le bassin d'aération
- En fonction des résultats de ces mesures, on fait varier le débit de recirculation, la durée d'aération et le débit de boues en excès jusqu'à savoir une valeur optimale de 4g MVS, si :
 - $MVS > 4g/l$ on augmente le temps de recirculation et la durée d'aération
 - $MVS < 4g/l$ on diminue le temps de recirculation et la durée d'aération

- Temps de marche journalier des principales machines tournantes (pompes, aérateurs, filtres ou centrifugeuses...)

Chaque contrôle journalier, doit toujours être fait à la même heure pour être représentatif

VI-3)-Contrôle de fonctionnement

- Les ouvrages métalliques doivent être repeints en moyenne tous les cinq ans afin de les protéger contre la corrosion.
- Les ouvrages en béton doivent être régulièrement inspectés. Les vérifications doivent porter sur l'étanchéité, la détection des fissures, les ruptures des joints de dilatation.
- Il faut lubrifier et graisser régulièrement tous les équipements mécaniques et électromécaniques et veiller à leur fonctionnement.
- Pour les équipements immergés, une vidange une fois par ans des ouvrages où ils sont disposés est nécessaire pour leur entretien.
- Les équipements d'aération doivent être également inspectés régulièrement en nettoyant les orifices de diffusion de l'air.

Ce qui nous mène à exiger une attention distinctive afin d'assurer de façon continue l'épuration conforme des effluents. Elle doit s'exercer à plusieurs niveaux :

VI -3-1)-Contrôle journalier :

Ces contrôles peuvent être effectués par l'exploitant, différentes épreuves ou observations permettent d'apprécier la rationalisation de la conduite de la station d'épuration :

- le test de 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,

Afin de permettre des contrôles périodiques plus précis, il est important que l'exploitant tienne un journal de bord sur lequel il consignera les résultats des tests et les observations faites.

VI -3-2)-Contrôles périodiques :

Le but essentiel de ces contrôles est d'attribuer aux résultats détenus préalablement des solutions fiables et d'apporter au maître de l'ouvrage les conseils nécessaires à une bonne exploitation en proposant toutes les améliorations ou rectifications qui s'imposent.

Les investigations complémentaires qu'il est souhaitable de mener dans le cadre de ces visites sont :

- une mesure de l'oxygène dans le bassin d'aération.
- une analyse des boues prélevées dans le bassin d'aération après un fonctionnement de 15 à 20 mn des aérateurs, ayant pour objet de déterminer (la décantabilité, la teneur en MES, la teneur en MVS).
- une analyse de l'effluent épuré sur un prélèvement instantané, considérant que la quantité de l'effluent épuré varie généralement très peu dans une journée sur une station d'épuration.
- une visite bilan au moins une fois par an qui consistera à effectuer un diagnostic complet du fonctionnement de la station, en effectuant notamment :
- des analyses sur l'effluent reçu par la station en 24h à partir de prélèvements, visant à déterminer les mêmes paramètres en fonction du débit.

VI-4)-Entretien des ouvrages :

VI-4-1)-Le dégrilleur :

Les opérations de contrôle et d'entretien sur cet ouvrage sont:

- Les déchets de dégrillage contiennent 80 % d'environ des matières organiques qui risquent de putréfier rapidement. Il est donc recommandé d'évacuer ces déchets quotidiennement (éviter les stockages de longue durée (1 à 2 jours).
- Vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement électromécanique de l'installation (arrêt et mise en service automatique, contrôle de la chaîne d'entraînement de la poche râteau et du dispositif de commande d'ouverture et de fermeture de la poche râteau).
- Contrôler tous les mois le réglage du dispositif de réglage.
- Noter les quantités de refus journalières.
- Nettoyer quotidiennement les postes.
- Nettoyer et entretenir chaque jour les tapis transporteurs.
- Surveiller et nettoyer chaque jour d la prise d'échantillon d'eau brute.

VI-4-2)-Déssableur-déshuileur :

- Il faut veiller à ce que La fosse à flottants sera vidangée régulièrement,
- Maintenir quotidiennement le poste en état de propreté,
- Vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement de l'installation d'insufflation d'air : vanne d'isolement, surpresseur, répartition et régularité de l'air des vannes d'insufflation,
- Vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement du pont roulant et des procédés de raclage, suivie le déroulement complet d'un cycle de fonctionnement et ajuster si besoin le réglage des boues de raclage,

- Faire fonctionner 24 h / 24 h le pont roulant et l'insufflation d'air,
- Vérifier quotidiennement le bon fonctionnement de la guirlande d'alimentation électrique du pont racleur.

VI-4-3)-Bassin d'aération : il faut

- Maintenir quotidiennement le poste en état de propreté,
- Chaque jour contrôler et intervenir pour que tous les équipements d'aération fonctionnent convenablement,
- Vérifier et entretenir les procédures automatiques de démarrage et d'arrêt des aérateurs,
- Noter les paramètres de fonctionnement (débit, oxygène,...),
- Mesurer et noter quotidiennement la charge en DBO entrant, l'indice de MOHLMAN et la concentration des boues du bassin,
- Maintenir à peu près constant la charge massique appliquée en agissant sur les chasses de boues en excès,
- Contrôler régulièrement au microscope le flux de boues activées.

VI-4-4)-Clarification :

- 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.

VI-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.

VI-4-6)-Lits de séchage :

- Préalablement à l'épandage des boues liquides, le lit de sable devra être soigneusement désherbé et ratisé 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.

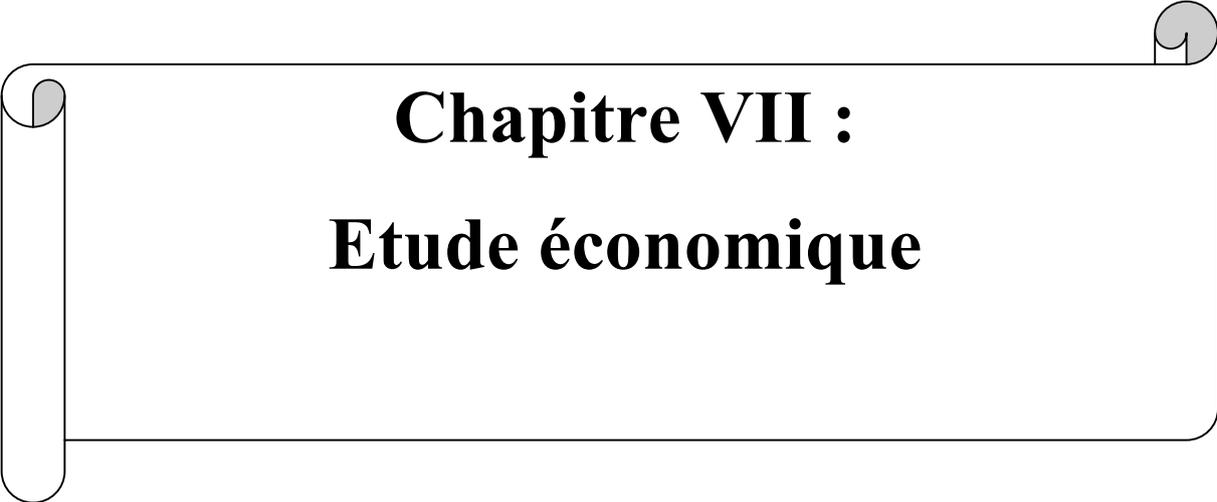
- Tous les deux ans, il faut changer les lits de séchages (les lits seront refaits complètement, les drains seront colmates ou brisés).
- Entre deux épandages de boues, le lit pourra être protégé par un film plastique destiné à éviter la prolifération de la végétation et le tassement des matériaux filtrants par les précipitations.

VI-4-7)-Epaississeur :

- 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 surversées et des boues épaissies.
- Relever les volumes des boues soutirées des épaisseurs.
- Vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôler les structures immergées.

VI-5) Conclusion :

Un bon suivi d'une station d'épuration se traduit par des rendements épuratoires satisfaisants et conformes aux normes exigées par le constructeur et assure également la pérennité des ouvrages composant la station.



Chapitre VII :
Etude économique

Introduction :

Dans toute étude scientifique, il est nécessaire de dégager une évaluation économique afin de déterminer son impact financier et ainsi pour pouvoir lier la technique avec l'économie.

Compte tenu de la qualité des effluent à traité et du niveau de rejet requis, nous avons choisi la variante faible charge.

Le coût estimatif du projet est établi sur la base du coût du mètre cube (m³) d'eau épurée par la station. Ce coût est composé de :

- coût d'investissement
- coût de fonctionnement

VII.1.coût d'investissement :

Le cout d'investissement est composé de :

- Coût des travaux de génie civil (terrassement et coût des ouvrages en béton)
- Coût des équipements

VII.1.1. Coût de terrassement :

Le prix du mètre cube de terrassement sera évalué à 300 DA. (**Bureau d'étude réalisation BENDJABALLAH (w.médea),2015**)

On calculera le volume de la couche végétale par l'expression :

$$V = h_{\text{decapé}} \times S_{\text{hi}}$$

S_{hi} : Surface horizontale de l'ouvrage considéré.

Le coût d'un ouvrage sera donc :

$$C = 300 \times V$$

V : Volume de terrassement de l'ouvrage considéré.

Tableau VII.1. Cout de terrassement

Désignation de l'ouvrage	Nombre	Volume V, (m ³)	prix DA	Coût DA
Dégrilleurs grossier	1	0.9	300	267.75
Dégrilleurs fin	2	1.92		576.45
Déssableur –déshuileur	1	58.08		17424
Bassin d'aération	4	2688		806400
Clarificateur	2	1933.8946		580168.38
Epaississeur	1	27.475		8242.5
Lits de séchage	19	1064		319200
Bassin de désinfection	1	244.9128		73473.84
Total	31	6019.1764		1805752.92

VII.1.2. Coût de béton armé :

Le coût du mètre cube de béton ferraille avec la main d'œuvre est estimé actuellement

$$P_u = 40000 \text{ DA (Bureau d'étude réalisation BENDJABALLAH (w. MEDEA) ,2015)}$$

$$C_b = P_u \times V_{tb}$$

C_b : est le coût du béton.

V_{tb} : est le volume total du béton.

Épaisseur des murs de l'ouvrage e_m : 0.15 à 0.5 m.

Épaisseur en radiers de l'ouvrage e_r : 0.3 à 0.4 m.

* Données de base

Épaisseur du mur $e_m = 0.5$ m.

Épaisseur du radier $e_r = 0.4$ m.

Le volume total du béton pour chaque ouvrage sera la somme des deux volumes:

a. Volume du radier (V_r) : $V_r = e_r \times S \times h$.

b. Volume des murs (V_m) : $V_m = P \times e_m \times H$.

(P est le périmètre, H est la hauteur)

Donc : $V_{tb} = V_r + V_m$

Tableau VII.2. Cout de béton armé

Désignation de l'ouvrage	Nombre	Volume de mur m^3	Volume de radier m^3	Volume total de m^3 béton	prix DA	Cout DA
Dégrilleurs grossier	1	5.76	1.02	3.2	40000	271200
Dégrilleurs fin	2	9.28	1.1	6.6		415520
Déssableur –déshuileur	1	110	33.6	50.4		5744000
Bassin d'aération	4	587.52	95.07	684.11		27303840
Clarificateur	2	636.63	149.84	389.78		31459264
Epaississeur	1	153.86	30.82	63.23		7387520
Lits de séchage	19	425.6	25.6	760		18048000
Bassin de désinfection	1	382.2	133.2	158.21		20616000
Total	31	2310.86	470.27	2142.974		111245344

VII.1.3. Coût totale du génie civil :

Le coût total du génie civil est la somme des deux coûts calculé précédemment :

$$C_{gc} = C_t + C_{t_{ba}} = 1805752.92 + 111245344 = 113051096.92 \text{ DA}$$

VII.1.4.Coût des VRD :

Le coût des VRD est estimé à 25% du coût du génie civil donc :

$$C_{VRD} = 0.25 \times C_{gc} = 0.25 \times 113051096.92 = 28262774.23 \text{ DA}$$

VII.1.5.Coût des équipements électromécanique et électriques et des installations hydromécaniques :

Il est estimé à 40% du ($C_{gc} + C_{VRD}$)

$$C_{\acute{e}q} = 0.4 \times (113051096.92 + 28262774.23) = 56525548 \text{ DA}$$

VII.1.6.Coût total des investissements de la station :

$$C_{ti} = C_{gc} + C_{VRD} + C_{\acute{e}q} = 113051096.92 + 28262774.23 + 56525548.46$$

$$C_{ti} = 197839419.61 \text{ DA}$$

VII .2.Coût de fonctionnement :**VII.2.1.Le coût de l'énergie (consommation électrique) :**

Les frais d'énergie sont calculés par l'expression suivante :

$$C_e' = P_u \cdot E_c$$

P_u : prix unitaire du Kwh, $P_u = 4.18 \text{ DA}$

E_c : énergie totale consommée (Kwh), E_c est estimé à $1,7 \text{ Kwh/m}^3$

$$C_e = Q \cdot C_e' = Q \cdot P_u \cdot E_c$$

Q : le débit annuel qui sera traité en l'an 2030

$$C_e = 1998 \times 365 \times 24 \times 4.18 \times 1.7 = 124372622.88 \text{ DA/an}$$

VII.2.2.Le coût des réactifs chimiques :

Le prix de m^3 d'hypochlorite est de 2958.23 DA/m^3

$$C_{ah} = V_a \cdot P_u = 219 \times 2958.23 = 647852.37 \text{ DA/an}$$

VII.2.3.Le coût de renouvellement du matériel électromécanique :

Il est estimé à 5% du coût d'investissement total

$$C_{rm} = 0.05 \times 197839419.61 = 9891970.98 \text{ DA}$$

VII.2.4.Le coût des frais financiers :

Il est estimé à 5% du coût d'investissement total

$$C_{ff} = 0.05 \times 197839419.61 = 9891970.98 \text{ DA}$$

VII.2.5.Le coût de fonctionnement total :

$$C_{ft} = C_e + C_{ah} + C_{rm} + C_{ff} = 124372622.88 + 647852.37 + (9891970.98 \times 2)$$

$$C_{ft} = 144804417.21 \text{ DA}$$

VII.3.Calcul du prix du m³ d'eau traitée :

Le volume total annuel d'eau traité en l'an 2030 est de :

$$V_a = 1998 \times 365 \times 24 = 17502480 \text{ m}^3/\text{an}$$

Le coût d'amortissement annuel

$$C_{aa} = C_{ti} / t \quad / t : \text{durée d'amortissement } t = 30 \text{ ans}$$

$$C_{aa} = 197839419.61 / 30 = 6594647.32 \text{ DA}$$

VII.3.1.Le coût total de la station :

$$C_{t \text{ st}} = C_{aa} + C_{ft} = 6594647.32 + 144804417.21$$

$$C_{t \text{ st}} = 151399064.53 \text{ DA}$$

VII.3.2.Le coût de m³ d'eau épurée:

$$C_e = C_{t \text{ st}} / V_a = 151399064.53 / 17502480 \quad C_e = 8.65 \text{ DA}$$

VII.3.3.Le coût du m³ d'eau sans les frais d'amortissement :

$$C_e = C_{F \text{ st}} / V_a = 144804417.21 / 17502480 \quad C_e = 8.27 \text{ DA}$$

Conclusion :

L'estimation du coût total de la STEP avant ou durant l'exploitation, conduit à une évaluation du mètre cube d'eau épurée plus ou moins proche de la réalité. Cette approche, rentre dans la nécessité d'optimiser sur le plan économique la technique choisie pour l'épuration des eaux usées domestiques de zone nord de la ville de MEDEA.

CONCLUSION GENERALE

Pour garder un équilibre écologique et pour diminuer le taux de pollution au niveau de la zone nord de la ville de MEDEA ; on a proposé la conception et la réalisation d'une station d'épuration dans cette zone.

Mais aujourd'hui, il ne suffit pas de construire des stations d'épuration mais il faut savoir comment les gérer car une station d'épuration sans une bonne gestion ne peut pas tenir longtemps ; car les performances épuratoires sont obtenues par un bon entretien des ouvrages de la station et un contrôle quotidien des équipements, et des paramètres indiquant la qualité d'eau à épurer.

Pour le dimensionnement, on a choisi la variante à faible charge car c'est la variante la plus économique et en plus de ça elle nous donne un meilleur rendement.

Les stations d'épuration nécessitent un personnel qui doit être toujours présent et percevrant pour prendre quotidiennement des observations et assurer le bon déroulement des différentes étapes de traitement ; et en contre partie le personnel doit être protégé contre n'importe quel danger dont il est tout le temps exposé.

Références bibliographiques

- ABDELLIMOHAMMED**, conception de la station d'épuration de la ville d'el attaf ain defla ,mfe 2011.
- Claude Cardot.**- Les traitements de l'eau : procédés physico-chimiques et biologiques, cours et problèmes résolus.-Paris : ellipses, 1999.-247 p.
- Claude Cardot :** Guide technique de l'assainissement. Edition le moniteur. Paris 2006, 726 p.
- Cyril Gommella, Henri Guerree.**- Guide de l'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales : la collecte.- Paris : Eyrolles, 1986.- 239p.
- DAHOU Abderahim, BREKAdem**, lagunage aère en zone aride performance épuratoires cas de (région d'Ouargla), Master université kasdimerbah Ouargla, 2013
- DEBICHE Yassine**-conception de la station d'épuration des deux villes ain taghrouit et birkasdali (w.bourdj bouarreridj)- MFE 2014.
- Degrémont.**-Mémonto technique de l'eau : T. 1.- 10^eed.- Paris : Degrémont, 2005.- 785p.
- Gaid, Abdelkader.**- Epuration biologique des eaux usées urbaine : T.1.- Alger : OPU, 1984.-261p.
- Gaid, Abdelkader.**- Epuration biologique des eaux usées urbaine : T.2.- Alger : OPU, 1987.-261p
- Gaëlle Deronzier et al** -Document technique : Traitement de l'azote dans les stations d'épuration biologique des petites collectivités,2001
- GHOURI Farid**, MFE (Conception de la station d'épuration de la ville d'El Tarf (W.ElTarf)) ENSH septembre 2011.
- HADJRABAH Mansour**, MEF : Contribution à l'étude de traitabilité de la station d'épuration de Réghaia. Promoteur Mr M.NAKIB 2004/2005 (ENP).
- Hatem Dhaouadi.**-Les procédés biologiques d'épuration : Tunis (université Virtuelle de Tunis),2008 .
- HOULI S**, thèse : étude des performances épuratoires de la station d'épuration de Béni Merad W. Blida-octobre 1990.

HPO (HYDRO PROJET OUEST), document d'analyse des données de base de calcul de la station d'épuration et raccordement des différents points de rejet vers un émissaire d'assainissement, novembre, 2009

J.P.Becharc, P.Boutin, B.Mercier... [et.al.].- traitement des eaux usées.- 2^e. ed.- Paris : Eyrolles, 1987.- 281p.

M.CARLIER, Hydraulique générale et appliquée : Edition EYROLLS

Monchy,H.-mémento d'assainissement : mise en service, entretien et exploitation des ouvrages d'assainissement.- 2^eed.- Paris : Eyrolles, 1974.- 125p.

MADJOURI H., AMOURIA H. (2007). Contribution au traitement des eaux usées en vue de leur réutilisation en irrigation Étude site- S.T.E.P de Touggourt. Mém. D.E.A. Traitement des eaux et des fluides. Univ. de Ouargla.85p.

Office international de l'eau, conception / dimensionnement : Le traitement par boues activées.- disponible sur :

DFE/CNFME/L:\utilisat\JP\F07\DOCPDA~1\Traitement par boues activées RP F7.doc\05/04/2005

OLIVIER ALEXANDRE, CATHERINE BOUTIN, PHILIPPE DUCHENE :

Filières d'épuration adaptées aux petites collectivités, FNDAE n°22 Document technique. Camegref, CSTB 1998, 96 p

ROGER Pujol, ALAIN Vachon et GY Martin, guide technique sur le foisonnement des boues activées. Fonds national pour le développement des adductions d'eau sous-direction du développement rural 19.avenue de Maine. 75015 Paris, octobre 1990

W.W.Eckenfelder.- Gestion des eaux usées urbaines et industrielles : caractérisation-techniques d'épuration- Aspects économiques.-Paris : technique et documentation, Lavoisier, 1982.- 503p.

Mme belaabes.- Cours d'épuration, 5^{em} année.

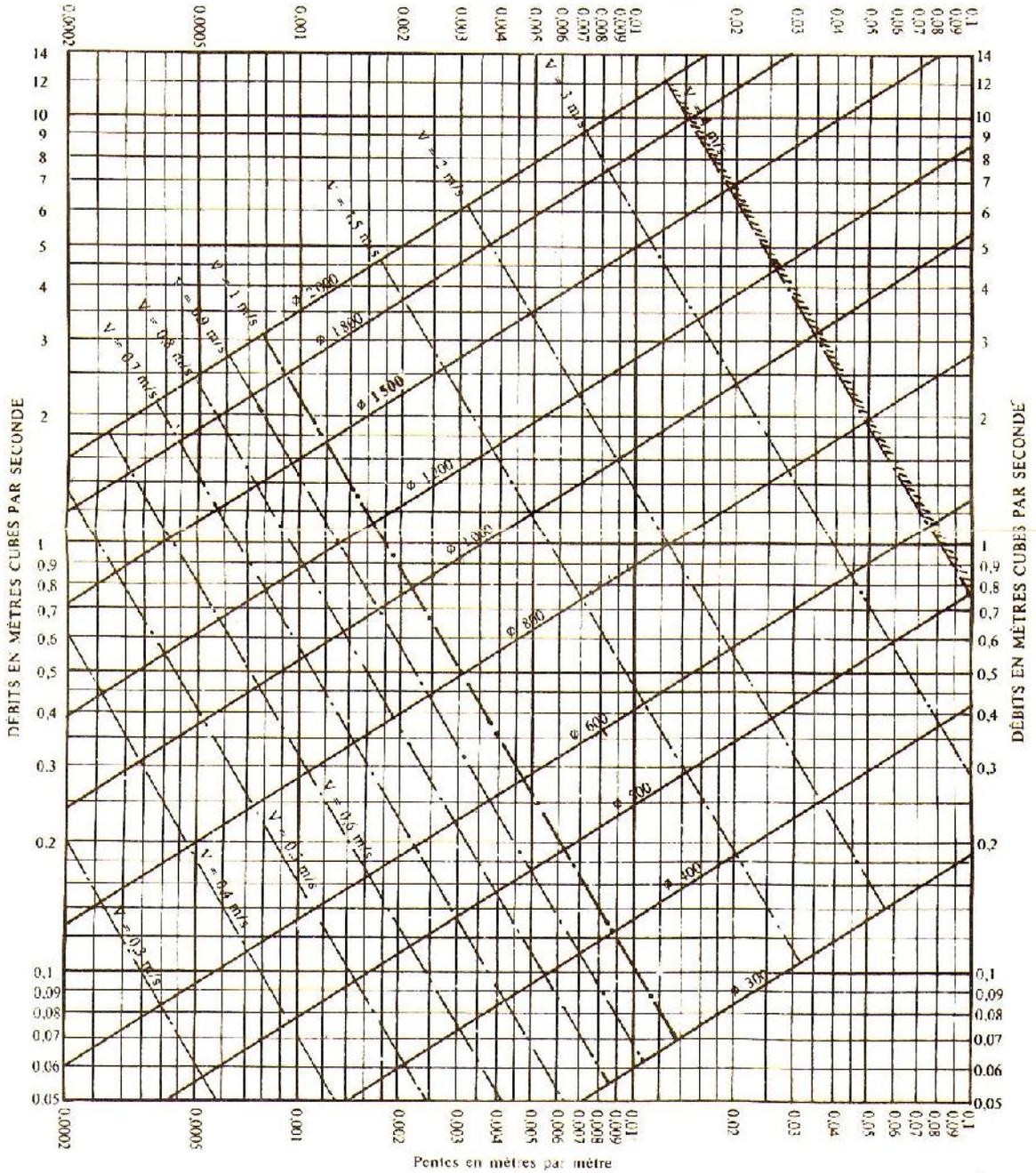
Mme S.houli – cours épuration 4^{eme} année.2014

ANNEXES

ABaque N : 01

ANNEXE VII

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF (Canalisations circulaires - Formule de Bazin)



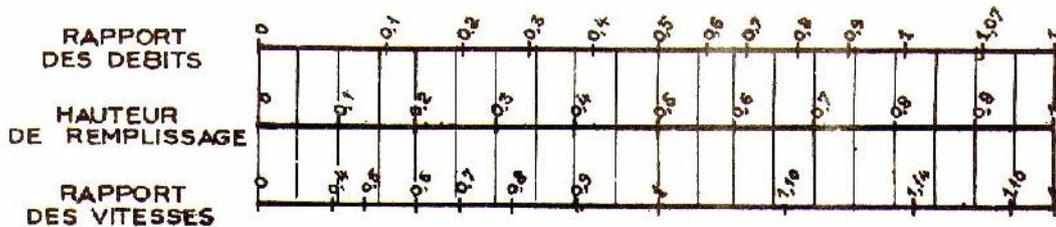
ABAQUE N : 02

ANNEXE X

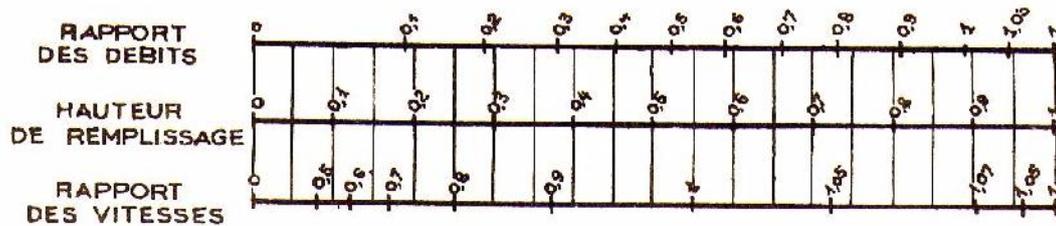
VARIATIONS DES DEBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux $\frac{3}{10}$, le débit est les $\frac{2}{10}$ du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les $\frac{78}{100}$ de la vitesse correspondant au débit à pleine section