



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 VILLE DE CHELLALAT ELADHAOURA (W.MEDEA)**

Présenté par :

M^r : CHARABI Mahfoud

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M ^{me} : MEDDI Hind	M.C.B	Présidente
M ^{me} : HAJ SADOK Nabila	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} : HOULI Samia	M.A.A	Examinatrice
M ^r : KAHLERRAS Djilali	M.C.B	Examineur
M ^{me} : CHENITI Naoual	M A.A	Promotrice

Septembre 2015

Dédicace

Dédicace

Je Dédie ce modeste travail :

Spécialement à ma très chère mère pour ces Sacrifices, son amour, son aide et son soutien.

Très chère maman, je ne vous remercierai jamais assez pour vos actes.

À mon très cher père qui a toujours été là pour moi et qui m'a donné un magnifique modèle du labeur et de persévérance;

À mon grand père et ma grand-mère maternelle que Dieu me les garde.

À mes frères : SAÏD, ALI et AHMED.

À mes sœurs : RAIKA et SAMIRA.

À mes oncles maternels et paternels

*À mes meilleur amis BENLAIBIAD BEN AISSA,
ISKOUNNAN YACINE, MEGATELI AHMED, BAHRI
DIA ELHAK, HAGANI MOHMED.*

À tous mes amis du primaire jusqu'au lycée

À tous mes amis de l'ENSH sans exception.

MAHFOUD

REMERCIEMENT

REMERCIEMENT

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

Mes remerciements à ma mère et mon père pour leurs soutiens et leur aide et leurs encouragements durant toutes mes années d'études.

Je remercie également ma promotrice: Mme CHENITI de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.

Par la même occasion je remercie :

- ♣ les membres du jury qui ont bien accepté de juger mon travail, et qui ont pris le temps de rapporter ce mémoire.*
- ♣ Tous les enseignants de l'ENSH qui ont contribué à ma formation.*
- ♣ Mes pensées vont pareillement à tous mes enseignants de la première année primaire jusqu'à lycée.*
- ♣ Un remerciement particulier à tous mes amis qui m'ont aidé et soutenu Durant mes études.*
- ♣ Enfin, tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin, que ce soit par leur amitié, leur conseils ou leurs soutien moral, qu'ils trouveront dans ces quelque lignes l'expression de mes remerciements les plus vifs et les plus sincères.*

MAHFOUD

الملخص:

إن الهدف الأساسي من دراسة مشروع محطة تطهير المياه المستعملة على مستوى مدينة شلالة العداورة بولاية المدية هو تحسين الظروف البيئية و إمكانية استعمال هذه المياه المطهرة في سقي الأراضي الفلاحية. المدينة مجهزة بشبكة أحادية تضمن صرف المياه المستعملة في المستقبل نحو موقع المحطة. تطرقنا في هذه المذكرة إلى كيفية تجسيد هذه المحطة على مرحلتين أساسيتين :
تتمثل الأولى في معالجة التلوث الناتج عن التجمع السكاني حوالي 40554 نسمة حتى سنة 2030
بينما تتناول المرحلة الثانية أشغال توسيع المحطة لضمان قدرة الاستيعاب إلى 51456 نسمة حتى سنة 2045
وقد انتهجنا في هذه المرحلة الطريقة البيولوجية بالحماة المنشطة بحمولة ضئيلة .

Résumé:

L'objectif principal du projet de station d'épuration des eaux usées au niveau de la ville de CHELLALAT ELADHAOURA (W.MEDEA) est d'améliorer les conditions environnementales, et la possibilité d'utiliser cette eau épurée en irrigation.

La ville est équipée d'un système unitaire d'évacuation des eaux usées.

Nous avons traité dans ce mémoire les phases à suivre pour réaliser cette station:

- La première phase permettra de traiter la pollution de d'environ 40554 équivalent habitant à l'horizon 2030
- L'extension (2^{ème} phase) correspond à une augmentation de la capacité initiale de la station soit une capacité de 51456 équivalent habitant à l'horizon 2045.

Le principe de traitement utilisé est la voie biologique boue activé à faible charge.

Abstract:

The study of the project of the purification station of CHELLALAT ELADHAOURA (W.MEDEA) aims to ameliorate and improve the environmental conditions of the province and the possibility of using this purified water in irrigation. This station is made into two phases:

- The first is to address pollution caused by 40554 inhabitants until the year 2030.
- While dealing with the second phase deals with of the station works to ensure the increase of its capacity to 51456 people until the year 2045

The principle of treatment considered is of a biologic purification by activated mud with an average charge.

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 commune CHELLALAT EL ADHAOURA.....	1
I.3.Situation climatologiques.....	2
I.3.1.Température	2
I.3.2.Pluviométrie	2
I.3.3.Régime des vents	3
I.4 .Infrastructures	3
I.4.1.Réseaux routière.....	3
I.4.2.Equipements.....	3
I.5.Activité socio-économique.....	4
I.5.1.Activités agricoles.....	4
I.5.2.Activités industrielles.....	5
I.6.Situation démographique	5
I.7.Alimentation en eau potable.....	6
I.8.Estimation des besoins théoriques en eau potable	6
I.9.Réseau d'assainissement de la commune de CHELLALATELADHAOURA.....	7
I.10.Choix du site de l'implantation de la station d'épuration	7
I.11 Implantation de la station	8
Conclusion.....	9

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

II.1. Généralités sur les eaux usées.....	10
II.1. 1.Définition :	10
II.1.2. Origine et composition des eaux usées :	10
II.1.2.1. Les eaux usées domestiques	10
II.1.2.2. Les eaux industrielles.....	10
II.1.2.3. Les eaux agricoles.....	11
II.1.2.4. Les eaux pluviales.....	11
II.1.3.Caractéristiques des eaux usées	11
II.1.3. 1.Origine de la pollution dans les eaux usées	11
II.1.3.1.1.La pollution organique.....	11
II.1.3.1.2.La pollution microbiologique	11
II.1.3.1.3.La pollution minérale.....	11
II.1.3.2. Les principaux paramètres de la pollution	12
II.1.3.2.1. Paramètres physiques.....	12
II.1.3.2.2. Les paramètres chimiques.....	13
II.1.3.2.3. Les paramètres complémentaires.....	14
II.1.3.2.4. Paramètres biologiques	15
II.1.3.3.Les normes des eaux résiduaires.....	15
II.2. Procédés d'épurations.....	16
II.2.1.Définition	16
II.2.2. Les prétraitement	17
II.2.2.1. Le dégrillage	17
II.2.2.2. Le dessablage.....	18
II.2.2.3. Le déshuilage - dégraissage.....	18

II.2.3. Traitement primaire	19
II.4. Traitement secondaire.....	19
II.4.1. l'épuration physico-chimique	19
II.4.2. Procèdes d'épuration biologique	21
II.4.2.1. Définition.....	21
II.4.2.2. Description des différent procèdes d''épuration biologique.....	22
II.4.2.2.1. Les procédés extensifs ou naturels.....	22
a. Le lagunage naturel.....	22
b. Le lagunage aéré.....	24
C. l'épandage.....	25
II.4.2.2.2. Les procédés intensifs ou artificiels	26
a) Les disques biologiques.....	26
b) lits bactériennes.....	26
C. boues active	28
II .5. Choix de procédé de traitement	31
Conclusion.....	32

Chapitre III : Procédés d'épuration à boues activées

Introduction	33
III.1. Composants d'une station d'épuration par boues activées	33
III.2. Types de traitement par le technique de boues activées	34
III.2.1. Mélange intégral.....	34
III.2.2. Mélange piston	34
III.2.3. Comparaison entre les deux systèmes	34
III.3. Paramètres de fonctionnement.....	35
III .3.1. Facteurs de charge	35
III.3.1.1. Charge massique Cm.....	35
III.3.1.2. Charge volumique Cv	35
III.3.2. Ages des boues	36
III.3.3. Indice de MOHLMAN	36
III.3.4. Effet de température	37
III.3.5. Effet du Ph.....	37
III.3.6. La toxicité.....	37
III.3.7. Besoins en nutriments.....	37
III.3.8. Consommation en oxygène	38
III.4. Evaluation de la DBO et de la masse bactérienne en fonction du temps d'aération	39
III.5. Système d'aération	41
III.7. Le décanteur Secondaire (Clarificateur):.....	42
III.8. Traitement tertiaire	43
III.8.1. définition.....	43
III.8.2. Traitement de l'azote	43
a) L'ammonification	43
b) L'assimilation.....	43
c) La nitrification	44
d. La dénitrification	44
III.8.3. Traitement du phosphore.....	44
a. Traitements physico-chimiques	45
b. La déphosphatation biologique.....	45
III.8.4. La désinfection	45
III.9. Traitement des boues.....	46

III.9.1.Epaississement.....	46
III.9.2.Stabilisation.....	46
III.9.3.Déshydratation des boues.....	47
Conclusion.....	47

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

Introduction.....	48
IV.1. calculs de base pour le dimensionnement.....	48
IV.1.1. Estimation des débits.....	48
IV.1.2. Evaluation des charges polluantes.....	49
IV.2. Les prétraitements.....	50
IV.2.1. Dégrillage.....	50
IV.2.2.Dimensionnement de dessableur- déshuileur.....	55
a. Volume de dessableur déshuileur.....	56
b. Surface horizontale.....	56
C .Volume d'air injecté.....	57
e. Calcul des quantités des matières éliminées par le dessableur.....	57
IV.3.Variante à moyenne charge.....	58
IV.3.1. traitement primaire.....	58
IV.3.2.Les traitements secondaires (Traitement biologique).....	62
IV.3.2.1.Dimensionnement du bassin d'aération.....	63
a. Dimension de bassin d'aération.....	63
b. Qualité de l'effluent.....	63
c. Les besoins en oxygène dans l'aérateur.....	64
d. Calcul des caractéristiques de l'aérateur.....	65
e. Bilan des boues.....	67
IV.3.2.2.Dimensionnement du clarificateur.....	69
IV.3. 3. La Désinfection.....	72
IV.3.4.Traitement des boues.....	74
IV.3.4.1.Dimensionnement de l'épaississeur.....	74
IV.3.4.2.Stabilisation des boues.....	76
a .Stabilisation biologique.....	76
b .Dimensionnement du digesteur.....	77
IV.3.4.3.Dimensionnement des lits de séchage.....	79
a. Le volume d'un lit.....	79
b. Volume des boues épandues par lit et par an.....	80
C .Volume de boue à sécher par an.....	80
d. Nombre de lits nécessaires.....	80
IV.4.Variante à faible charge en bassin unique.....	82
IV.4.1.Dimensionnement du bassin d'aération.....	82
a. Dimension de bassin d'aération.....	82
b. Qualité de l'effluent.....	82
c. Bilan des boues.....	83
d. Bilan de l'azote.....	85
e. Besoins en oxygène.....	88
f. Les caractéristiques de l'aérateur.....	89
IV.4.2.Dimensionnement du clarificateur.....	91
a. La surface horizontale de clarificateur.....	91

b. Diamètre de clarificateur	91
IV.4. 3.La désinfection	94
IV.4.4.Traitement des boues.....	94
IV.4.4.1.dimensionnement de l'épaississeur	94
1. La quantité totale journalière des boues	94
2. Volume de l'épaississeur.....	95
3. Surface horizontale de l'épaississeur.....	95
4. Diamètre de l'épaississeur	95
5. Calcul du débit des boues épaissies.....	95
IV.4.4.2. Dimensionnement des lits de séchage	95
1. Le volume d'un lit	96
2. Volume des boues épandues par lit et par an.....	96
3. Volume de boue à sécher par an.....	96
4. Nombre de lits nécessaires	96
Conclusion.....	97

Chapitre V : Calcul hydraulique

Introduction	98
V.1.déversoir d'orage	98
a. A l'amont du déversoir	98
b. A l'aval du déversoir	98
c. Dimensionnement du déversoir d'orage	99
d. Dimensionnement de la conduite de fuite	99
e .Dimensionnement de la conduite By-pass.....	100
V.2.Profil hydraulique.....	100
V.2.1.Côtes du terrain naturel des ouvrages.....	100
V.2.2.Calcul des pertes de charges, diamètres et des longueurs des conduites reliant les ouvrages de la station d'épuration.....	101
a. Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages	101
b. Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages ainsi que les pertes de charges...101	
C. Calcul des cotes piézométriques et cotes de radier des différents ouvrages.....	102
Conclusion.....	105

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

Introduction	106
VI.1.Aménagements spéciaux de la station d'épuration	106
VI.2.Fonctions	106
VI. 3.Mesure, testes et analyses.....	106
VI.4.Entretien des ouvrages	109
VI.5. Automatismes de la station d'épuration	111
VI.5.1.Les automatismes par poste.....	111
VI.6.Hygiène et sécurité	112
a- Sur le plan de l'hygiène	113
b- Sur le plan de la sécurité	113
Conclusion.....	115

Chapitre VII : Etude économique

Introduction	116
VII.1.coût d'investissement.....	116
VII.1.1. Coût de terrassement.....	116
VII.1.2. Coût de béton armé	117
VII.1.3.Coût totale du génie civil	118
VII.1.4.Coût des VRD.....	118
VII.1.5.Coût des équipements électromécanique et électriques et des installations hydromécaniques.....	118
VII.1.6.Coût total des investissements de la station	118
VII .2.Coût de fonctionnement.....	118
VII.2.1.Le coût de l'énergie (consommation électrique).....	118
VII.2.2.Le coût des réactifs chimiques.....	119
VII.2.3.Le coût de renouvellement du matériel électromécanique.....	119
VII.2.4.Le coût des frais financiers	119
VII.2.5.Le coût de fonctionnement total.....	119
VII.3.Calcul du prix du m ³ d'eau traitée.....	119
VII.3.1.Le coût total de la station	119
VII.3.2.Le coût de m ³ d'eau épurée	119
VII.3.3.Le coût du m ³ d'eau sans les frais d'amortissement.....	119
Conclusion.....	119
Conclusion générale	

Liste du tableau

Tableau I .1. Températures moyennes de CHELLALAT EL ADAHOURA	2
Tableau I .2. Précipitations mensuelles moyenne de CHELLALAT EL ADAHOURA	3
Tableau I .3. les équipements de CHELLALAT EL ADAHOURA.	4
Tableau I .4. La population de CHELLALAT EL ADAHOURA	5
Tableau I.5. Besoins en eau potable de CHELLALAT EL ADHAOURA	7
Tableau II.1. Coefficient de biodégradabilité	14
Tableau II.2. Les normes de rejet des eaux usées	15
Tableau II.3. Les avantages et les inconvénients des différents procédés d'épuration	30
Tableau III.1 classement des procédés par boues activées	36
Tableau III.2. Concentration de quelques ions métalliques nocive pour l'activité des micro-organismes	37
Tableau III.3. Valeur de a' et b' en fonction de type de procédé utilisé.....	38
Tableau IV.1. Resultat d'analyse chimique de l'effluent	49
Tableau IV.2. Les calculs de base de dimensionnement des ouvrages d'épuration de la station pour les deux horizons.....	50
Tableau IV.3. Valeur de β on fonction de la forme de section	53
Tableau IV.4. Récapitulatif de dimensionnement de dégrilleur	55
Tableau IV.5. Récapitulatif de dimensionnement du déssableur déshuileur	58
Tableau IV.6. Valeur de $V_{lim} = f(K)$	60
Tableau IV.7. Récapitulatif de dimensionnement de décanteur primaire.....	62
Tableau IV.8. Récapitulatif de dimensionnement traitement secondaire.	71
Tableau IV.8. Suite de tableau Récapitulatif de dimensionnement traitement secondaire	72
Tableau IV.9. résultats de calcul du bassin de désinfection	74
Tableau IV.10. Récapitulatif de traitement des boues	81
Tableau IV.11. Récapitulatif de dimensionnement traitement secondaire a faible charge	93
Tableau IV.11. Récapitulatif de dimensionnement traitement secondaire à faible charge (Suite).	94
Tableau IV.12. Récapitulatif du traitement des boues à faible charge.	97
Tableau V.1. Cotes moyenne du terrain naturel de la zone d'implantation des différents ouvrages de la station	100
Tableau V.2. Longueurs des conduites entre les ouvrages de la Step.....	101
Tableau V.3. Côtes piézométrique des différents ouvrages de la station	105
Tableau VII.1. Cout de terrassement	117
Tableau VII.2. Cout de béton armé.....	118

Liste de figure

Figure I.1 . Situation géographique de la zone d'étude	1
Figure I .2 .Répartition mensuelle de la température de CHELLALAT EL ADAHOURA	2
Figure I.3. Répartition mensuelle moyenne des précipitations	3
Figure I.4. Croissance de La population de CHELLALAT EL ADAHOURA	6
Figure I.5. Implantation de la future STEP DE CHELLALET ELADHAOURA sur une carte Topographique à l'échelle de 1/50 000	8
Figure II.1.déscription des différents procédés d'épuration et les étapes de traitement	16
Figure II.2. Dégrillage.	18
Figure II.3. dessableur deshuileur.	18
Figure II.4. Décanteur primaire.	19
Figure II.5.principe de lagunage	23
Figure II.6.lagunage naturel.	24
Figure II.7. lagunage aéré strictement aérobie	24
Figure II.8. Lagunage aéré aérobie/anaérobie facultatif	25
Figure II.9. Lagune d'aération	25
Figure II.10.schema de procédés de l'épandage	26
Figure II.11. Disque biologique.....	26
Figure II.12.Lit bactérien.....	28
Figure II.13. Schéma de fonctionnement d'une station à boues activées	29
Figure III.1. Schéma d'une station d'épuration par boues activées	34
Figure III.2. Progression de la masse microbienne	39
Figure III.3.Bassin d'aération par diffuseur d'air	42
Figure III.4. Bassin d'aération par aérateur de surface	42
Figure III.5.décanteur secondaire	43
Figure III.6. Traitement et valorisation/élimination des boues de station d'épuration	47
Figure IV.1. type de dessableur-déshuileur proposé	56
Figure IV.2.Schema explicative de type de décanteur proposé	59
Figure VI.1.organigrame des fonctions dans la station d'épuration	106
Figure VI.2.Quelque appareilles utilisé dans les analyses de laboratoire	108

LISTE DES PLANCHES

Planche N°01 : Vue en plan de la station

Planche N°02 : Profil hydraulique

Planche N°03 : Les ouvrages de traitement des eaux et des boues dans une station d'épuration

Introduction générale

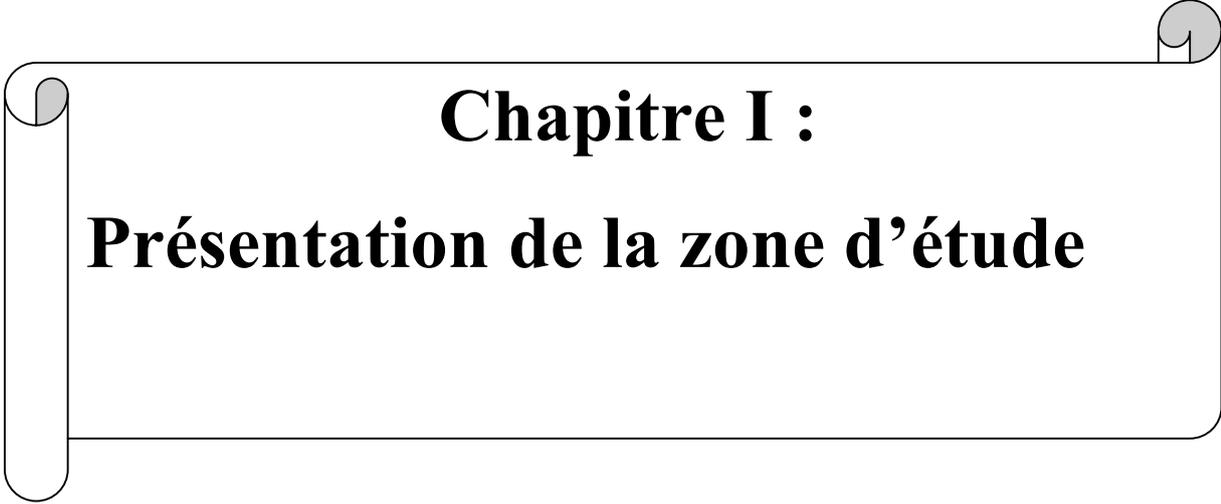
La pénurie de l'eau dans le monde, et la gestion des ressources en eau constituent l'un des problèmes les plus cruciaux du 21^{ème} siècle. En effet l'eau consommée ne disparaît pas, elle est restituée au milieu naturel après avoir subi divers types de pollution d'origine industrielle, domestique ou agricole. Sans traitement préalable, cette eau est une menace aussi bien pour les nappes et les eaux superficielles que pour l'environnement et pour la santé publique.

Le rejet des eaux usées chargées en substances polluantes dans le milieu naturel récepteur sans aucun traitement préalable est un motif de préoccupation compte tenu des effets indésirables qu'elles peuvent engendrer.

Aujourd'hui, la population exige alors des équipements de dépollution lui apportant un confort identique à celui qui existait déjà en milieu urbain.

La zone de CHELLALET ELADHAOURA à vocation agricole souffre actuellement de la pollution de ces oueds « CHELALAT et CHAABET SFA» Cette situation engendre une détérioration des conditions écologiques et sanitaires ainsi que l'incapacité d'utiliser ces eaux pour l'irrigation. Il est donc impératif de traiter ces eaux avant de les rejeter dans l'oued.

L'objectif principal de notre étude consiste en un dimensionnement d'une station d'épuration pour d'une part protéger les eaux d'OUED CHELALAT et de celle CHAABET SFA d'autre part mettre à la disposition du secteur agricole d'un grand potentiel en eau épurée pour une réutilisation à des fins d'irrigation. Aussi, il convient de préciser que le procédé à boues activées est le procédé le plus utilisé de par le monde et notamment en Algérie



Chapitre I :
Présentation de la zone d'étude

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

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

La commune de CHELLALAT ELADHAOURA relevant de la wilaya de Médéa se situe au sud-ouest de chef-lieu de la wilaya à une distance d'environ de 120 Km, elle s'étend sur une superficie de 14300 ha .Elle est limité au :

- Au nord par la wilaya de BOUIRA.
- Au sud par la commune d'AIN OKSIR.
- A l'EST par la commune de CHENIGUEL.
- A L'Ouest par la commune de KEF LAKHDAR.
- Au nord-ouest par la commune de TAFROUT.

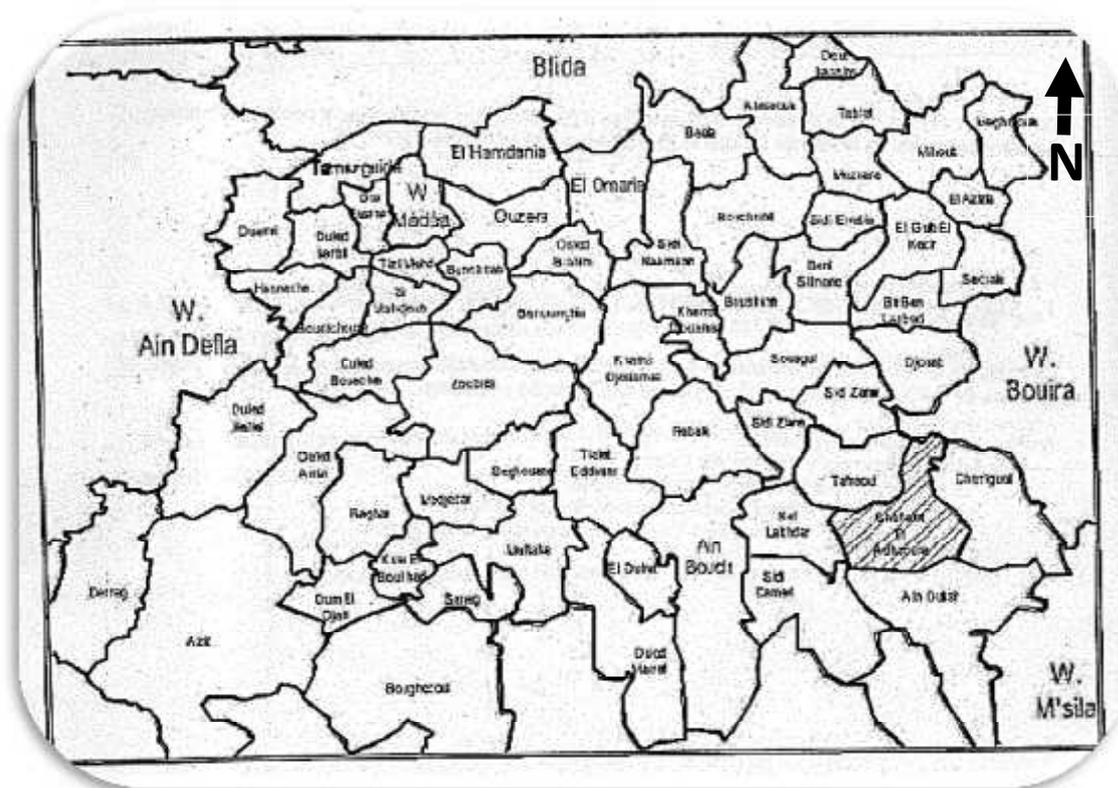


Figure I.1 : Situation géographique de la zone d'étude (HPO, 2009)

I.2.Géologie de la commune CHELLALAT EL ADHAOURA :

La commune de CHELLALAT ELADHAOURA repose globalement sur un substrat géologique et lithologique relativement sensible aux processus érosifs .c'est ainsi que 4866 ha soit 34 % de son territoire est composé de roches a faible résistance et imperméable mis à part les alluvions récents.

D'autre part 9320 ha soit 65.2 % sont des roches a moyenne résistance à l'érosion et plus perméable. Enfin seules 114 ha ce qui correspond à 0.8 % de la commune sont des roches résistantes à l'érosion

I.3.Situation climatologiques :

I.3.1.Température :

La connaissance des températures dans 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 de CHELLALAT EL ADAHOURA de L'année 2008.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	Jet	AO	AN
Température (°c) de	21.5	15.35	10.10	6.55	5.5	6.9	9.4	12.55	16.2	20.75	25.30	25.25	11.6

Source : DRE de wilaya de MEDEA, 2009

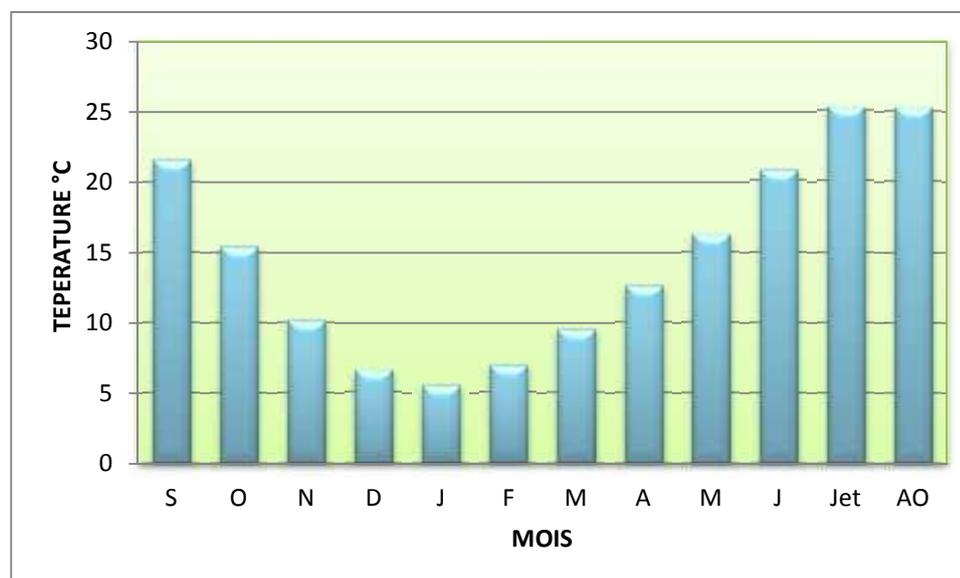


Figure I .2. Répartition mensuelle de la température de CHELLALAT EL ADAHOURA.

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.Préceptations mensuelles moyenne de CHELLALAT EL ADAHOURA de l'année 2008.

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	JET	AOU	AN
pluviométrie (mm)	37	30	72	83	97	60	51	45	43	19	5	8	550
nombre de jour de pluie	5	5	9	9	10	7	8	6	6	5	2	2	74

Source : DRE de wilaya de MEDEA, 2009

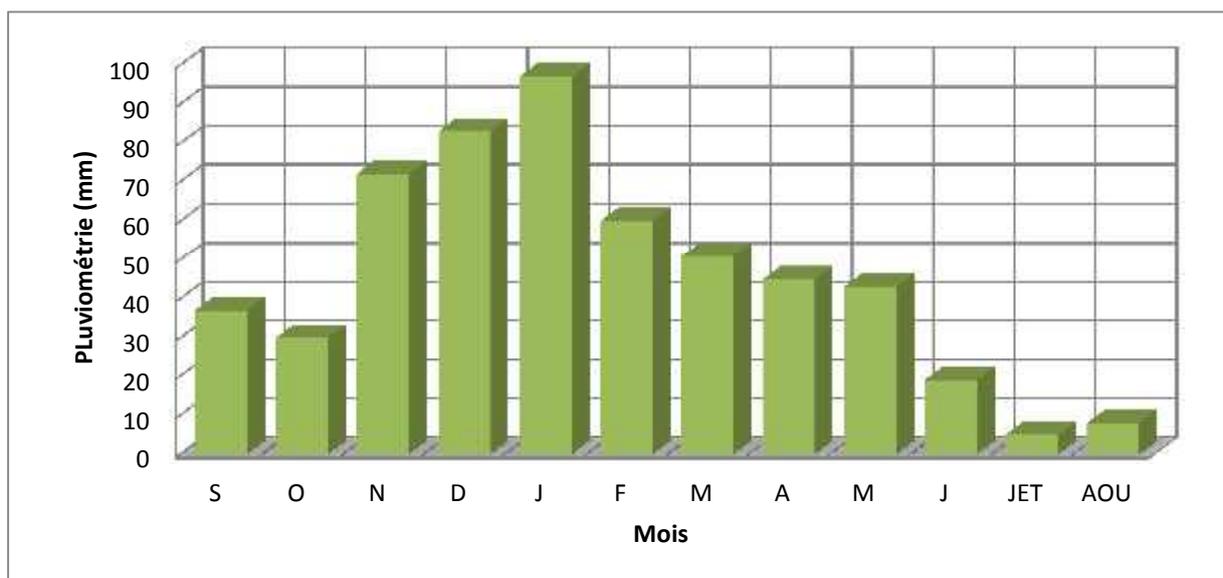


Figure I.3. Répartition mensuelle moyenne des précipitations de l'année 2008.

I .3.3.Régime des vents :

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

I .4 .Infrastructures :

I.4.1.Réseaux routière :

La ville de CHELLALAT E LADHAOURA est traversée par le chemin de la wilaya n°94(CW°94) et (CW°70) et la route nationale RN°60A(dédouplement).

I.4.2.Equipements

Le tableau suivant dénombre clairement tous les équipements existants situés au niveau de la commune de CHELLALAT EL ADHAOURA.

Tableau I .3.les équipements de CHELLALAT EL ADAHOURA.

Classe de l'équipement	Nom de l'équipement	Nombre
Administration	APC	01
	Daïra	01
	Algérie télécom	01
	Subdivision Hydraulique	01
	Subdivision Travaux publique	01
	Subdivision de l'agriculture	01
	Subdivision d'urbanisme et de la construction	01
	Subdivision de logements et des équipements publique	01
	C.N.A.S	01
	Impôt	01
	Education	Ecole
CEM		04
Lycée		01
crèche		01
Commerce	Station de service	01
Sanitaire	Salles de soins	02
	Polyclinique	01
	Centre de santé	01
	pharmacie	01
Sport	Stade	01
	Terrain matico	01
	CSP	01
Total des équipements		45

Source : DRE de wilaya de Médéa

I.5.Activité socio-économique :**I.5.1.Activités agricoles :**

La commune de CHELLALAT ELADHAOURA se présente comme un territoire à vocation agricole important, avec une superficie agricole utile de 13500 ha, ce qui correspond à 94 % de la superficie totale de la commune. Elle est caractérisée par une agriculture à vocation :

- Production végétale : 7167 ha
 1. Céréales d'hiver 3680 ha.
 2. Légumes secs 72 ha.
 3. Fourrages artificiels 3415 ha.
- Cultures maraichères 8.5 ha.
- Cultures fruitières 76 ha.
- Production animales.
 1. Bovins 378 dont 196 vaches.
 2. Ovins 14242.

3. Caprins 626 têtes dont 213 femelles

- Productions en viandes : viandes rouges 1676 quintaux
- Productions diverses : laits 1099320 L/an

I.5.2. Activités industrielles

La commune de CHELLALAT EL ADHAOURA ne dispose d'aucune activité industrielle

I.6. Situation démographique :

Le nombre d'habitant du chef-lieu de CHELLALAT EL ADHAOURA selon le R.G.P.H de l'année 2008 est de 26000 habitants (source monographique de la wilaya de médéa). Le taux d'accroissement est de 1.6 %.(source PDAU de CHELLALAT EL ADHAOURA, 2009). L'évolution démographique en Algérie obéit à la loi de l'accroissement géométrique donnée par la formule suivante :

$$P = P_0 (1 + \tau)^n \dots\dots\dots \text{I.1}$$

Où :

P : Population future.

P_0 : Population de l'année de référence.

τ : Taux d'accroissement démographique.

n : Nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon considéré.

L'accroissement de la population sera calculé avec un taux de 1.6 % jusqu'à l'année 2045 à partir de l'année de référence 2008.

Tableau I .4. La population de CHELLALAT EL ADAHOURA.

L'horizon	2008	2015	2020	2025	2030	2035	2040	2045
Population (hab)	26000	29056	31456	34054	36867	39913	43209	46778

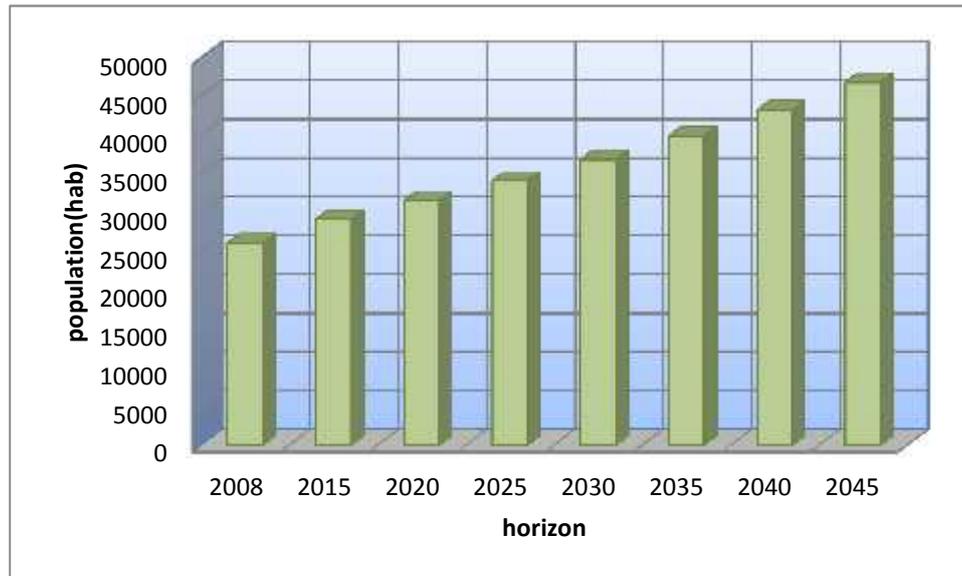


Figure I.4. Croissance de La population de CHELLALAT EL ADAHOURA

I.7. Alimentation en eau potable :

La commune de CHELLALAT EL ADHAOURA dispose d'un certain nombre de forages qui assurent les besoins d'alimentation.

Actuellement le chef-lieu de la commune de CHELLALAT EL ADHAOURA est alimenté à partir de quatre réservoirs d'une capacité totale de 2450 m³. ces réservoirs sont alimentés par des conduits d'adduction qui relient les forages THNIA et par un faible apport qui provient des sources et puits de la ville.

La distribution du chef-lieu est assurée par une capacité de stockage de 2450 m³ à travers un réseau de type mixte qui à 60 % en acier et fonte, avec des diamètres qui varient entre 40÷150 mm et un réseau nouveaux réalisé en PEHD et PVC. (source DRE de wilaya de Médéa, 2015)

I.8. Estimation des besoins théoriques en eau potable :

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 Médéa, 2015)

N : Nombre d'habitant à l'horizon.

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

D'où les débits moyen journalier d'eau potable :

Tableau I.5.Besoins en eau potable de CHELLALAT EL ADHAOURA .

L'horizon	2008	2015	2025	2030	2035	2040	2045
Population(hab)	26000	29056	34054	36867	39913	43209	46778
Qj,moy (m ³ /j)	3900	4358.4	5108.1	5530.05	5986.95	6481.35	7016.7
Q equ (m ³ /j)	390	435.84	510.81	553.005	598.695	648.135	701.67
QEP T (m ³ /j)	4290	4794.24	5618.91	6083.055	6585.645	7129.485	7718.37

I.9.Réseau d'assainissement de la commune de CHELLALATELADHAOURA :

La ville de CHELLALAT ELADHAOURA dispose d'un réseau d'assainissement de type unitaire destiné à collecter les eaux usées domestiques et les eaux pluviales qui déversent hors périmètre urbain côté sud de la ville.

I.10.Choix du site de l'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 (plan directeur d'aménagement et d'urbanisme) de la commune de CHELLALAT EL ADHAOURA, le site de la STEP se trouve donc dans la partie sud -est de la ville.

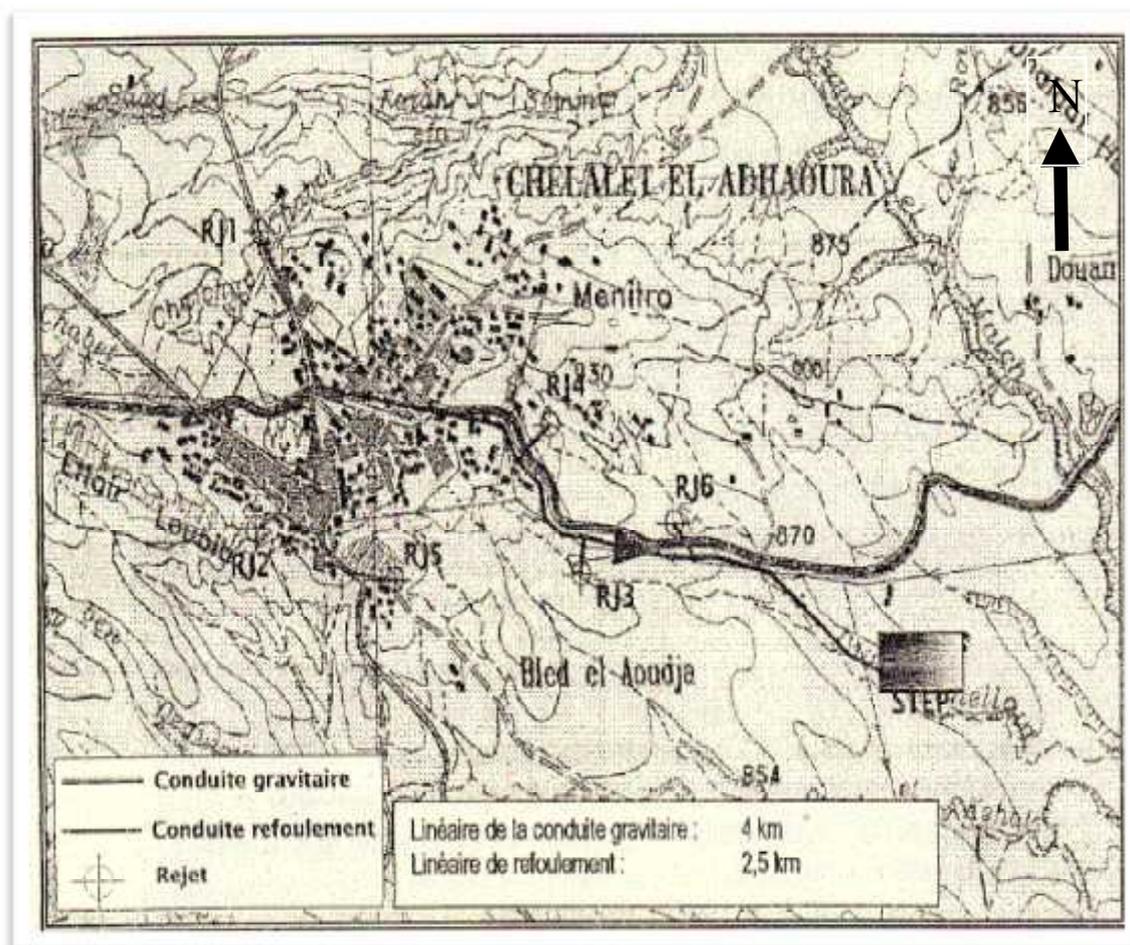


Figure I.5. Implantation de la future STEP DE CHELLALET ELADHAOURA sur une carte topographique à l'échelle de 1/50 000 (HPO, 2009)

I.11 Implantation de la station :

La station d'épuration reste 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 dès l'élaboration du projet en commençant par le choix de l'emplacement du site.

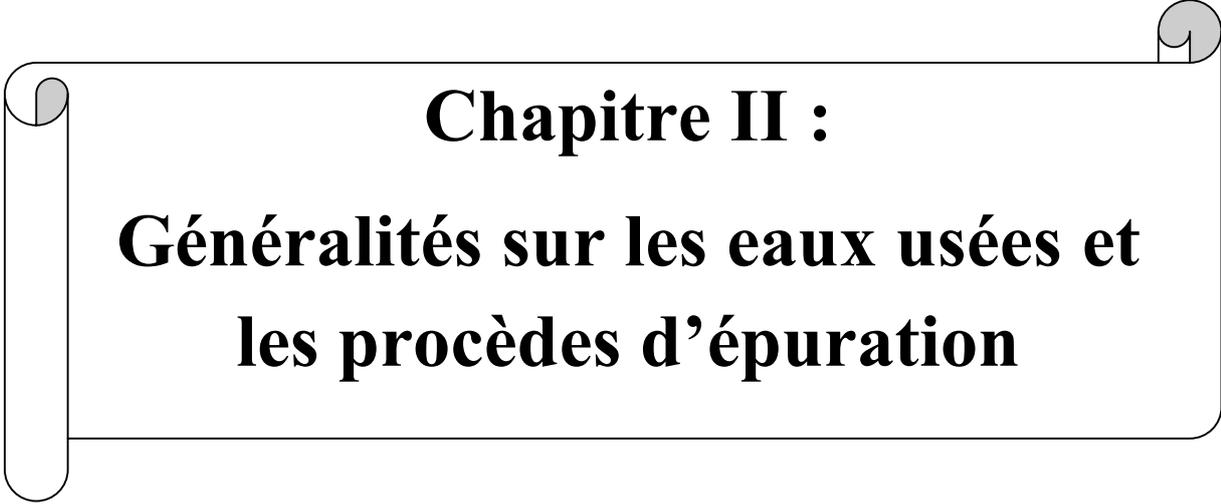
A cet égard, quelques règles doivent être rappelées :

- 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).

Conclusion :

La connaissance de la situation géographique, géologique, 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.

A decorative border resembling a scroll, with a grey shadow on the left and right sides, framing the chapter title.

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

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

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

Les eaux usées sont toutes les eaux qui parviennent dans les canalisations des eaux usées dont les propriétés naturelles sont transformées par les utilisations domestiques, les entreprises industrielles, agricoles et autres. On englobe, aussi, les eaux de pluie qui s'écoulent dans ces canalisations.

II.1.2. Origine et composition des eaux usées :

Suivant l'origine des substances polluantes, on distingue quatre catégories des eaux usées :

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 : (MAJOURI et AMOURIA, 2007)

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

II.1.2.2. Les eaux industrielles :

Elles sont très différentes des eaux usées domestiques. Leurs caractéristiques varient d'une industrie à l'autre. En plus de matières organiques, azotées ou phosphorées, on fait la classification suivante :

- Industrie de production : on considère la nature et la quantité des produits industriels.
- Industrie de transformation : on considère le nombre de travailleurs employé par l'industrie.

Elles peuvent également contenir :

- ❖ des graisses, des hydrocarbures
- ❖ des métaux.
- ❖ des acides, des bases et divers produits chimiques.
- ❖ de l'eau chaude.
- ❖ des matières radioactives.

II.1.2.3. Les eaux agricoles :

L'agriculture est une source de pollution des eaux qui n'est pas du tout négligeable car elle apporte les engrais et les pesticides. Elle est la cause essentielle des pollutions diffuses.

Les épandages d'engrais nitrates et phosphatés, sous une forme ou en quantité, telle qu'ils ne seraient pas finalement retenus par le sol et assimilés par les plantes, conduisent à un enrichissement en matières azotées ou phosphatées des nappes les plus superficielles et des eaux des cours d'eau ou des retenues. Parmi les polluants d'origine agricole, il faut tenir compte aussi des détergents se dispersant lors des applications de traitement des cultures. (ABDELLI MOHAMMED, 2011)

II.1.2.4. Les eaux pluviales :

Elles peuvent aussi, constituer une source de pollution importante des cours d'eau, notamment pendant les périodes orageuses. L'eau de pluie se charge d'impuretés au contact de l'air (fumées industrielles), puis, en ruisselant, des résidus déposés sur les toits et les chaussées des villes (huiles de vidange, carburants, résidus de pneus et métaux lourds...).

Dans les zones urbaines, les surfaces construites rendent les sols imperméables et ajoutent le risque d'inondation à celui de la pollution.

II.1.3. Caractéristiques des eaux usées :

II.1.3. 1. Origine de la pollution dans les eaux usées :

La pollution des eaux usées se manifeste sous forme minérale, organique et microbiologiques. (Gaid, Abdelkader ,1987)

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...

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 : (Gaid,Abdelkader,1987) ;(Degrémont ,2005)

II.1.3.2.1. Paramètres physiques :

a)- La température :

Elle a une influence déterminante sur l'activité des micro-organismes et sur la réserve d'oxygène pour le processus d'autoépuration.

Pour garantir le bon fonctionnement de certains ouvrages de la chaîne de traitement (dégraisseurs) cette température ne doit pas dépasser 30°C.

b)- La turbidité :

Elle indique la présence plus ou moins importante des M.E.S d'origine organique ou minérale.

c)- La conductivité :

C'est un paramètre qui varie en fonction de la concentration des sels en solution. Plus leur concentration ionique est grande ; plus la conductivité est grande. La mesure de la conductivité donne une idée sur la salinité de l'eau.

d)- Couleur et odeur :

La couleur d'une eau usée urbaine est grisâtre, mais certains rejets industriels (teinture, papeteries....) contiennent des colorants particulièrement stables.

Il existe plusieurs gaz qui donnent des odeurs, résultant d'une fermentation ou décomposition, parmi lesquels on peut citer NH_3 , H_2S

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

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

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

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

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

Elles représentent la partie organique des matières en suspension, elles sont mesurées par calcination à 600°C en deux heures, présentent en moyenne 70% à 80% des M.E.S.

g)- 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 ,1987)

h)- Les matières décantables et non décantables :

Elles correspondent aux M.E.S qui se déposent au repos pendant une durée fixée conventionnellement en 2 heures.

Les matières non décantables sont celles qui restent dans le surnageant et qui vont être dirigées vers le procédé de traitement biologique ou chimique.

i)- Le pH : Le pH est un élément important pour définir le caractère agressif incrustant des eaux, il représente leur acidité ou leur alcalinité. Dans les procédés biologiques la valeur de pH est modifier par divers phénomènes tels que :

- ◆ La dégradation d'acide organique qui fait varier le pH de la zone acide à la zone neutre.
- ◆ La neutralisation du dioxyde de carbone produit par voie biogène fait varie le pH de la zone alcaline à la zone neutre.

Finalement en constate bien que le pH est un facteur important dans le choix d'un procédé de traitement des eaux résiduaires pour les procédés aérobie de pH qui varie de 6.5 à 8. Pour la fermentation métallique le pH varie entre 7.2 à 7.8.

II.1.3.2.2. Les paramètres chimiques :**a) La demande biochimique en oxygène (D.B.O5) :**

La demande biochimique en oxygène est la quantité d'oxygène exprimée en mg/l et consommée dans les conditions de l'essai d'incubation à 20°C et à l'obscurité, pendant 5 jours pour assurer par voie biologique l'oxydation des matières organiques biodégradables présentes dans l'eau usée. Pour être complète, l'oxydation des matières organiques biodégradables présentes dans l'eau usée. Pour être complète l'oxydation biologique demande un temps de 21 à 28 jours. On obtient alors la DBO ultime.

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.

b) 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.

• Relation entre DCO et DBO₅ : (Gaid,Abdelkader,1987)

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
$1 < \text{DCO/DBO} < 2$	Facilement biodégradable ↔ Traitement biologique (Concerne un effluent urbain)
$2 < \text{DCO} / \text{DBO} < 3$	Traitement biologique avec adaptation De la souche microbienne
$\text{DCO} / \text{DBO} > 3$	Traitement physico-chimique (Concerne un effluent industriel).

II.1.3.2.3. Les paramètres complémentaires :

a)- Le phosphore :

La forme minérale prépondérante du phosphore dans l'eau est l'ortho phosphate. Il provient de la dégradation de la matière organique ou des poly phosphates (utilisés dans le traitement des eaux ou comme adjuvants actifs dans les détergents).Sa présence dans l'eau peut également être liée à l'utilisation d'engrais. (J.P.Becharc ,1987)

b)- L'azote :

L'azote se présente sous diverses formes dans les eaux usées.

- Forme oxydée : azote nitreux, NO_2^- .
- Forme moléculaire : azote dissous, N_2 .
- Forme réduite : azote organique, NH_4^+ .

L'azote est l'un des éléments qui favorise la prolifération d'algues, par conséquent la réduction de sa teneur avant le rejet des eaux est plus que nécessaire.

Leur présence, est nuisible pour l'activité des micro-organismes donc perturbe le processus d'épuration biologique. Leur élimination se fait au cours de la phase de décantation de traitement. (J.P.Becharc ,1987)

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. (Degrémont ,2005)

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

$$DBO_5/N/P = (100 \text{ à } 150) / 5 / 1$$

$$DBO_5/N = 20$$

$$DBO_5/P = 100$$

$$DCO/DBO_5 = 2, 5$$

II.1.3.2.4. Paramètres biologiques: (J.P.Becharc ,1987)

Les micro-organismes présents dans les eaux usées sont à l'origine du traitement biologique, ils sont constitués :

- Des germes pathogènes (mycobactéries, colibacilles etc....).
- Des parasites (des œufs de vers etc....).
- Des champignons.

II.1.3.3. Les normes des eaux résiduaires :

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 (Gaid, Abdelkader ,1987).

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

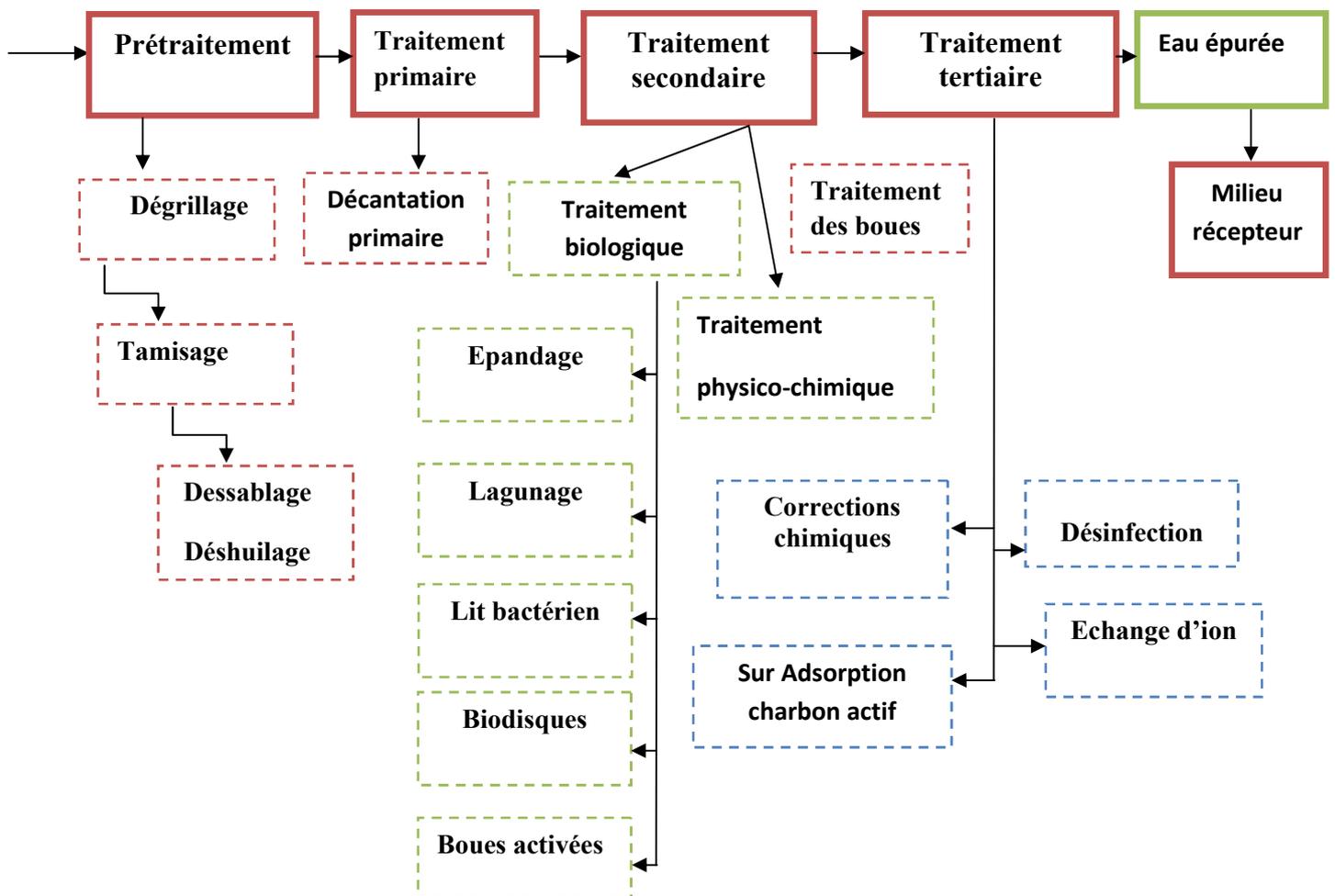
II .2. Procèdes d'épurations :

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.



FigureII .1.déscription des différents procédés d'épuration et les étapes de traitement (LOUIZ SALAH, 2010).

II.2.2. Les prétraitements :

Les dispositifs de prétraitement sont présents dans toutes les stations d'épuration, quels que soient les procédés mis en œuvre à l'aval. L'étape de prétraitement permet d'extraire les matières flottantes ou en suspension au moyen de procédés physiques. Les prétraitements ont donc pour objectif d'éliminer les éléments les plus grossiers, qui sont susceptibles de gêner les traitements ultérieurs et d'endommager Les équipements.

Il s'agit de :

- **Dégrillage**
- **Tamisage**
- **Dessablage**
- **Dégraissage – déshuilage**

II.2.2.1. Le dégrillage :

Il s'agit d'éliminer les éléments de grandes dimensions qui se trouvent dans l'eau (chiffons, matière plastiques....) et qui pourraient perturber le fonctionnement hydraulique de la station.

- 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.

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

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



Figure II.2. Dégrillage.

II.2.2.2. Le dessablage :

Après le dégrillage, il reste encore dans l'eau des fragments solides qui peuvent décanter facilement, mais dans la dureté et la taille relativement importante, supérieur à 0.2 mm de diamètre, pourraient conduire à l'abrasion de certains éléments de la station et particulièrement les pompes.

II.2.2.3. Le déshuilage - dégraissage :

Le dégraissage et le déshuilage ont pour but d'éliminer les corps flottants les plus importants ; graisses, fibres, poils. In outre, ces séparateurs de graisse et d'huile s'ils sont suffisamment dimensionnés constituer une barrière de sécurité contre des déversements accidentels d'hydrocarbure.



Figure II.3. dessableur déshuilleur.

II.2.3. Traitement primaire :

Le traitement primaire correspond à un procédé de séparation solide-liquide dite décantation primaire. Elle consiste à l'élimination des particules en suspension dont la densité est supérieure à celle de l'eau. L'eau usée préalablement dégrillée et dessablée contient encore des matières organiques et minérales décantables .



Figure II.4. Décanteur primaire.

II.4. Traitement secondaire :

II.4.1. L'épuration physico-chimique :

Les traitements physico-chimiques permettent d'agglomérer ces particules par adjonction d'agents coagulants et floculant (sels de fer ou d'alumine, chaux...). Les amas de particules ainsi formés, ou floes, peuvent être séparés de l'eau par décantation ou par flottation.

a) La coagulation :

La coagulation a pour but principal de déstabiliser les particules en suspension, c'est-à-dire de faciliter leur agglomération. En pratique ce procédé est caractérisé par l'injection et la dispersion rapide de produits chimiques.

b) La floculation :

La floculation a pour objectif de favoriser, à l'aide d'un mélange lent, les contacts entre les particules déstabilisées. Ces particules s'agglutinent pour former un floe qu'on peut facilement éliminer par les procédés de décantation et de filtration.

c) La décantation :

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

d) Neutralisation :

Il s'agit d'une opération par laquelle on ajoute à une eau à caractère acide ou basique une quantité suffisante soit de bases, soit d'acides de manière à neutraliser cette eau.

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.4.2. Procédés d'épuration biologique:

II.4.2.1. 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. (Gaid, Abdelkader ,1987).

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.

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'oxygène, 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. L'épuration biologique aérobie se produit selon les processus suivants :

1) catabolisme : production d'énergie nécessaire à la synthèse cellulaire et à la multiplication des micro-organismes



2) anabolisme : synthèse de la matière vivante



Mat organique + microorganisme + O₂ \longrightarrow matière vivante

3) auto-oxydation de la matière vivante : respiration endogène



Remarque

Divers travaux ont permis de préciser une formule symbolique de la matière organique contenue dans un effluent urbain. Il s'agit de **C₇H₁₁NO₃**. En ce qui concerne la matière vivante (cytoplasme bactérien) deux formules ont été proposées : **C₅H₇NO₂** ou bien **C₇H₉NO₃**.

II.4.2.2. Description des différent procédés 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 : Il s'agit de la décomposition de façon biochimique, par oxydation les matières non séparables par décantation ; une nouvelle substance cellulaire se forme et a un poids supérieur que celui de l'eau d'égout et de ce fait une décantation est donc possible. Parmi ces procédés, on distingue :

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

II.4.2.2.1. Les procédés extensifs ou naturels :

a. Le lagunage naturel :

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

Le mécanisme de base sur lequel repose le lagunage naturel est la photosynthèse. La tranche d'eau supérieure des bassins est exposée à la lumière. Ceci permet l'existence d'algues qui produisent l'oxygène nécessaire au développement et maintien des bactéries aérobies. Ces bactéries sont responsables de la dégradation de la matière organique. Le gaz carbonique formé par les bactéries, ainsi que les sels minéraux contenus dans les eaux usées, permettent aux algues de se multiplier. Il y a

ainsi prolifération de deux populations interdépendantes : les bactéries et les algues planctoniques, également dénommées "microphytes". Ce cycle s'auto-entretient tant que le système reçoit de l'énergie solaire et de la matière organique.

En fond de bassin, où la lumière ne pénètre pas, ce sont des bactéries anaérobies qui dégradent les sédiments issus de la décantation de la matière organique. Un dégagement de gaz carbonique et de méthane se produit à ce niveau. (commission européenne ministère de l'aménagement de territoire et de l'environnement, 2001)

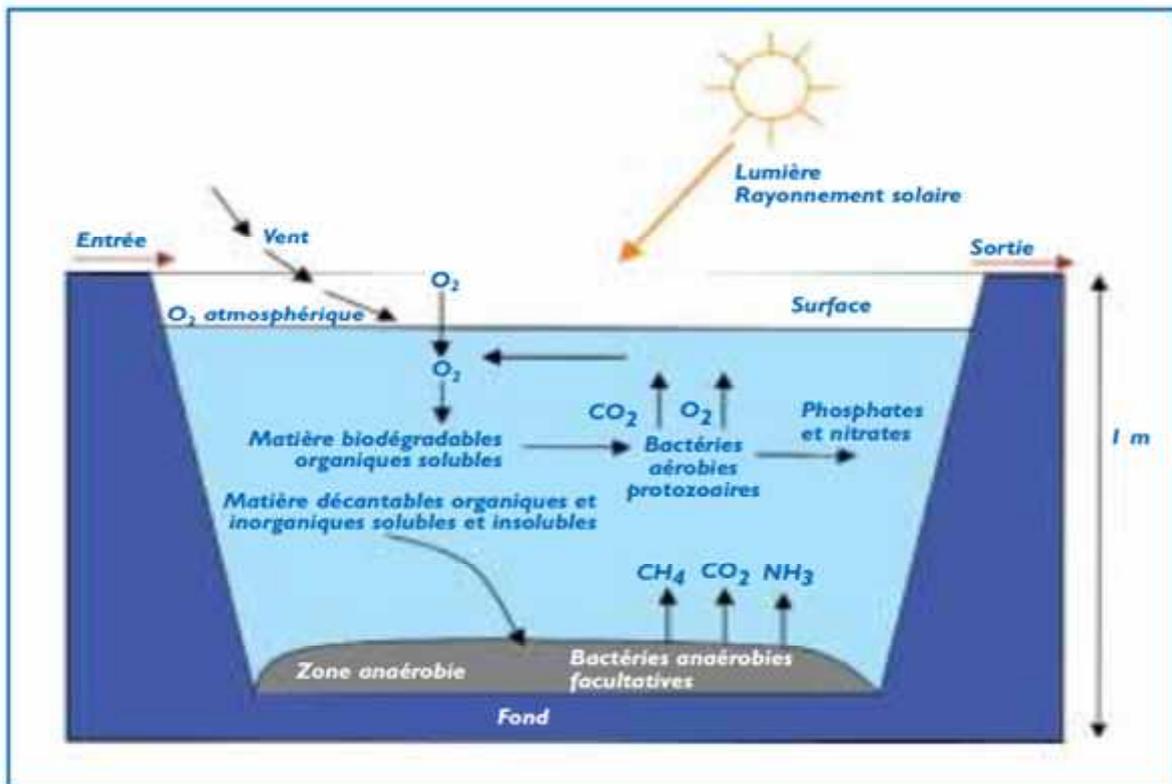


Figure II.5. principe de lagunage (Jean-Marc BERLAND, 1991).

Dans les lagunes naturelles on distingue trois types :

- ❖ Lagune naturelle aérobie : La profondeur ne dépasse pas 1.2m et seuls les Organismes aérobie 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.

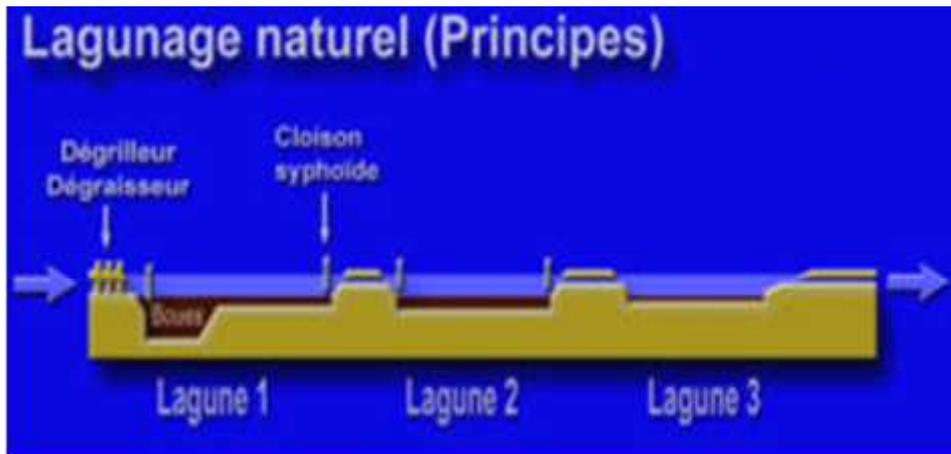


Figure II.6. lagunage naturel (Jean-Marc BERLAND, 1991).

b. Le lagunage aéré :

Le lagunage aéré est une technique d'épuration biologique qui se caractérise par un ou plusieurs bassins de traitement dans lesquelles la charge biodégradable de l'effluent est détruite par voie bactérienne, une partie au moins de ce traitement est réalisé en aérobiose grâce à un apport d'oxygène dissous dans l'eau artificiellement par les aérateurs

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 .

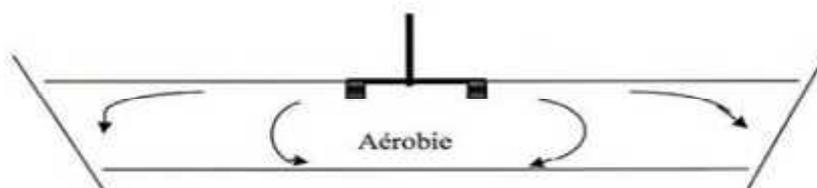


Figure II.7. : lagunage aéré strictement aérobie (DAHOU Abderahim, BREK Adem, 2013)

- **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

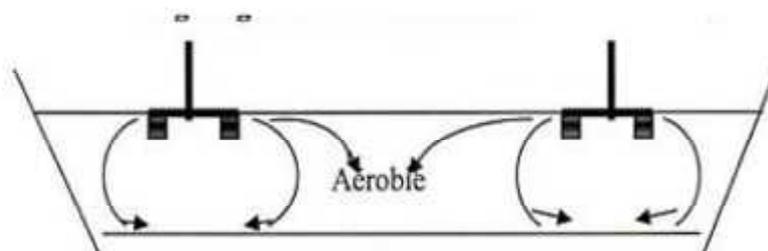


Figure II.8. Lagunage aéré aérobie/anaérobie facultatif (DAHOU Abderahim, BREK Adem, 2013)



Figure II.9. Lagune d'aération (Vincent Johanet, 2001)

C. l'épandage :

Ce procédé consiste à épandre l'eau usée directement sur le sol qui constitue le matériau support et d'engraisser des micro-organismes épurateurs.

Ce procédé peut être dangereux dans la mesure où les eaux qui s'infiltrent dans le sol peuvent contaminer les nappes souterraines et engendrent également une disposition de germes pathogènes.

L'épandage est un procédé d'épuration simple mais son utilisation reste limitée du fait que :

La valeur fertilisante des eaux à épurer doit être contrôlée.

Le milieu récepteur nécessite aussi d'être étudié pour ne pas polluer les nappes.

Le type de plantes cultivées sur le sol où s'effectue l'épandage doit être connu afin d'éviter la transmission éventuelle de maladie.

La quantité du sol aussi bien physique (granulométrie, perméabilité), que chimique (pH, concentration de sels minéraux) doit faire l'objet d'un souci majeur pour la réalisation.

Enfin toutes les précautions doivent être prises aux points de vue hygiénique, virologique et toxicologique.

Les principaux inconvénients restent que :

L'épandage risque de colmater les sols, d'intoxiquer et de contaminer la chaîne alimentaire. L'épandage dégage de mauvaises odeurs.

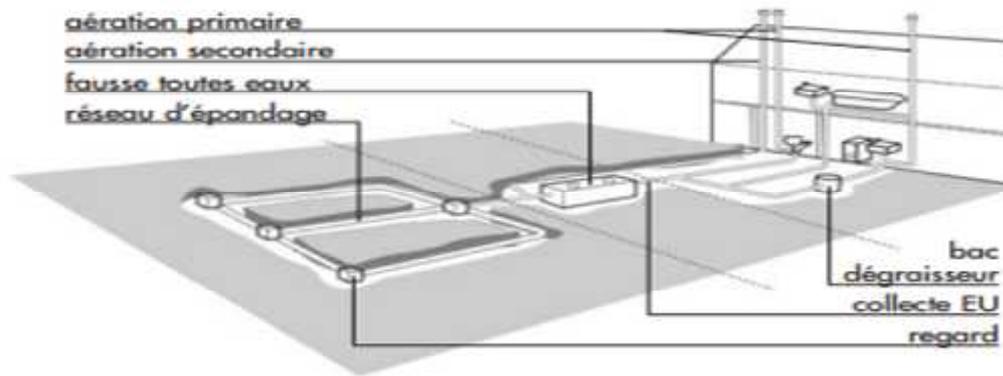


Figure II.10. schéma de procédés de l'épandage.

II.4.2.2. Les procédés intensifs ou artificiels :

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. (Jean-Marc BERLAND, 1991)

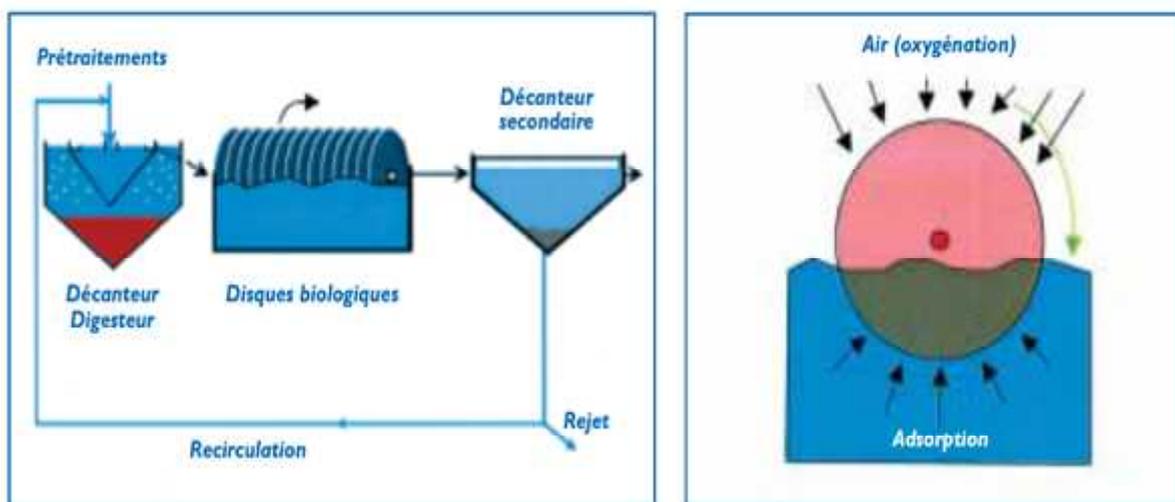


Figure II.11. Disque biologique (Jean-Marc BERLAND, 1991).

b) lits bactériennes :

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

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.

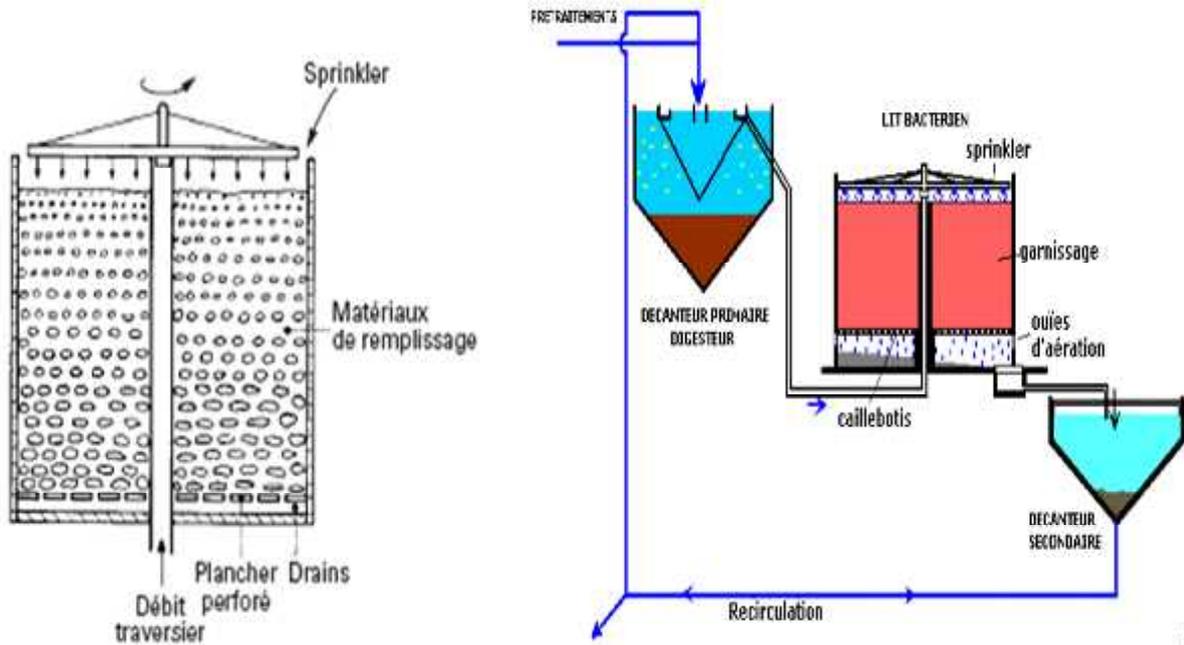


Figure II.12. Lit bactérien (Jean-Marc BERLAND, 1991).

C .boues active :

Actuellement c'est le procédé le plus répandu pour traiter des eaux résiduaires urbaines. Il s'agit en effet d'un ensemble de procédés qui ont tous en commun le développement d'une culture bactérienne disposées sous forme de flocons (boues activées) dans un bassin brassé et aéré (bassin d'aération ou bio réacteur).

Dans le bassin d'aération le brassage a pour but d'éviter les dépôts et d'homogénéiser le mélange des flocons bactériens et de l'eau usée. L'aération a pour but de fournir aux bactéries aérobies l'oxygène dont elles ont besoins pour épurer l'eau.

Dans les premiers cas, brassage et aération sont assurés par un même dispositif, alors que pour l'insufflation d'air, des dispositifs de mélange dissociés sont immergés pour assurer le brassage lors augets de l'aération des critères fréquemment utilisé pour caractériser les différents systèmes de boues activées est la charge massique C_m qui traduit le rapport entre la masse journalière de pollution à éliminer et la masse des bactéries épuratrices mise en œuvre. On distingue ainsi des systèmes :

1. A forte charge massique : $C_m > 0.5$ kg D.B.O 5/ kg de MVS. jour
2. A moyenne charge massique : $0.25 < C_m < 0.5$ kg D.B.O 5/ kg de MVS. jour
3. A faible charge massique : $0.07 < C_m < 0.2$ kg D.B.O 5/ kg de MVS. jour
4. A aération prolongée : $C_m < 0.07$ kg D.B.O 5/ kg de MVS. jour

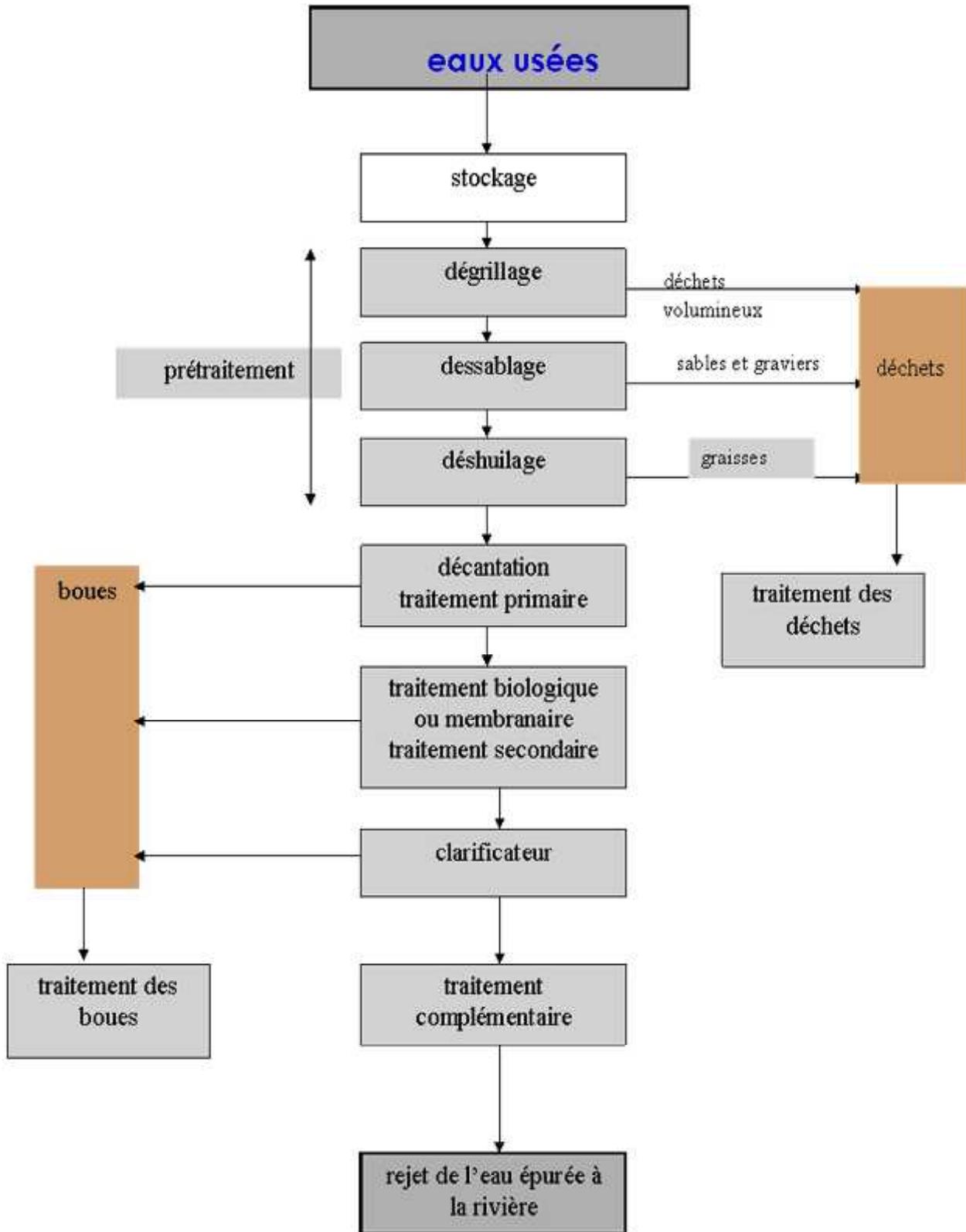


Figure II.13. Schéma de fonctionnement d'une station à boues activées (ABDELLI MOHAMMED, 2011)

Tableau II.3. Les avantages et les inconvénients des différents procédés d'épuration.

(Cyril Gommella,1986)

Procédés	Avantages	Inconvénients
Epandage	1. 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	1. élimination d'azote de phosphore jusqu'à 60% 2. Production minimale de boues en excès 3. Absence de recyclage et de décantation primaire 4. 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	1. Faible entretien 2. Exploitation facile 3. Economie d'énergie 4. 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	1. Aération naturelle 2. Exploitation facile 3. Insensible aux brusques variations de PH 4. Absence de recyclage 5. 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 <ul style="list-style-type: none"> • S'emploie pour de petites stations (≤10000 hab.)

Boue activée	<ol style="list-style-type: none"> 1. S'applique aussi bien pour les eaux résiduaires urbaines ou industrielles 2. Bon rendement (>92%) 3. Résistance aux variations de température 4. Forte concentration en biomasse 5. 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.

Vu les avantages et les inconvénients des procédés, la superficie disponible pour l'emplacement de la station et l'importance de la population, le procédé par boues activées est le plus judicieux à être utilisé.

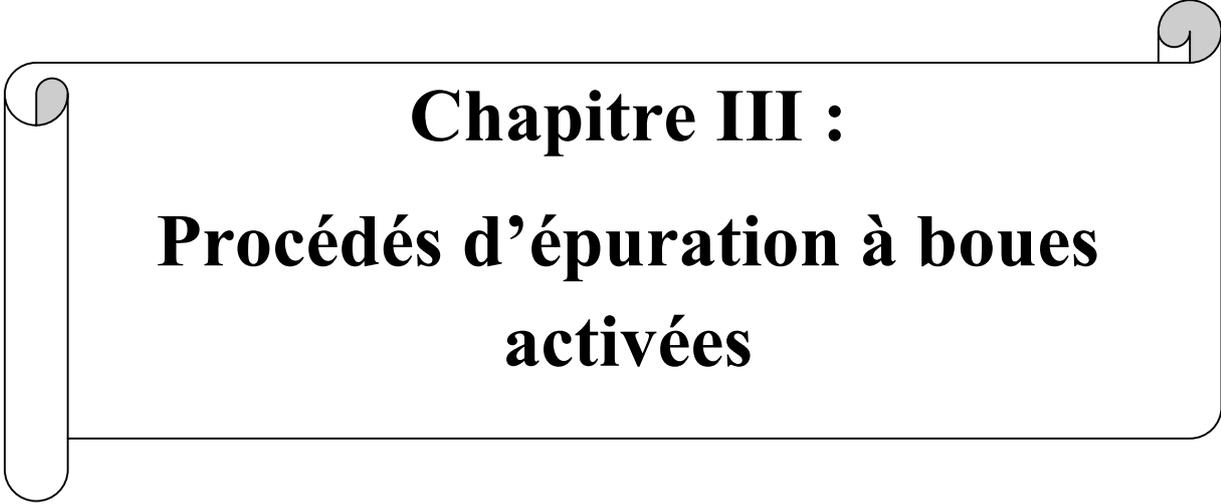
Conclusion :

Chaque station d'épuration doit être équipée de différents ouvrages d'épuration physiques et biologiques.

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.

Il existe aussi d'autres traitements tels que la désinfection, la déphosphatation, et la dénitrification .pour notre étude, on optera pour le traitement par boues activées avec leur procédé de traitement et c'est le but chapitre suivant.

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 III :
Procédés d'épuration à boues
activées

Chapitre III : Procèdes d'épuration à boues activées

Introduction :

Le procèdes par boues activées a été découvert en 1914 à Manchester, il est le résultat des observations des ARDEN et LOCKETT. 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 floccs. 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. (Hatem Dhaouadi,2008)

Le processus d'épuration peut comprendre plusieurs étapes :

- Les prétraitements.
- b. Le traitement primaire.
- c. Le traitement secondaire.
- d. Les traitements complémentaires.
- e. Le traitement de boues résiduaires.

III.1.Composants d'une station d'épuration par boues activées :

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 boue activées comprend successivement. (Claude Cardot, 1999)

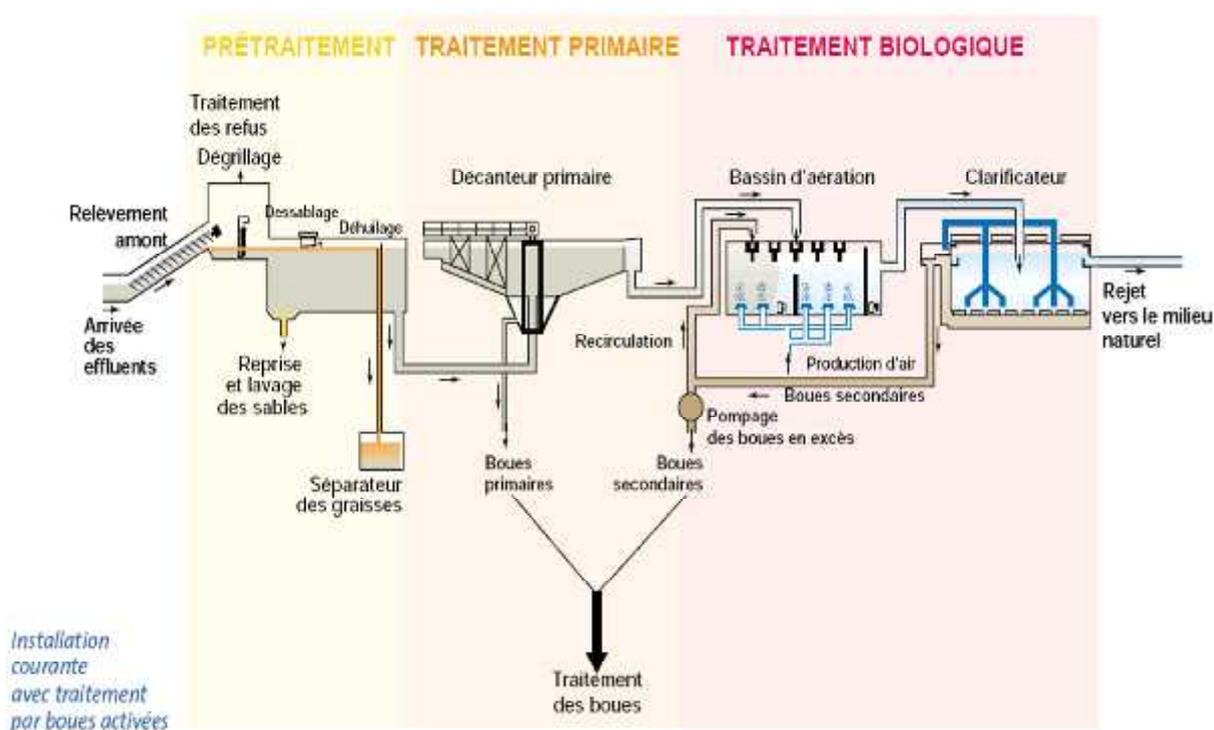


Figure III.1. Schéma d'une station d'épuration par boues activées.

III.2. Types de traitement par la technique de boues activées :

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. (HOULI, 2014)

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. (HOULI, 2014)

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. (HOULI, 2014)

Après comparaison entre les deux systèmes de mélange on opte pour le choix de mélange intégral.

III.3. Paramètres de fonctionnement :

III.3.1. Facteurs de charge :

III.3.1.1. Charge massique C_m :

La charge massique est définie comme le rapport entre la quantité journalière de la pollution à éliminer mesurée en DBO_5 en (kg/j) et la quantité de la masse bactérienne épuratrice mis en œuvre.

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

Avec :

L_0 : Charge journalière de DBO_5 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 est définie comme le rapport entre la quantité journalière de la pollution à éliminer mesurée en DBO_5 en (kg/j) et le volume de bassin d'aération

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

L_0 : Charge journalière de DBO_5 en kg /j.

V : volume de bassin d'aération en m^3

Remarque :

a) Relation entre la charge massique et volumique

$$C_v/C_m = X_a \dots\dots\dots III.3$$

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

b) On classe les systèmes d'épuration suivant la charge appliquée ; le tableau ci-dessous représente le classement des systèmes d'épuration. (Gaid, Abdelkader ,1987)

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

Le procédé à moyenne charge et consacré au traitement des effluents des collectivités de moyenne à grande importance.

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

Tableau III.1 : classement des procédés par boues activées. (Gaid, Abdelkader ,1987)

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	$0.1 < C_m < 0,15$	$C_v < 0,40$	10à30	$R \geq 90\%$ Nitrification possible
Moyenne charge	$0,15 \leq C_m < 0,4$	$0,5 < C_v < 1,5$	4à10	$R = 80\text{à}90\%$ Nitrification possible aux températures élevées
Forte charge	$0,4 \leq C_m < 1,2$	$1,5 < C_v < 3$	1,5à4	$R < 80\%$

III.3.2. Ages des boues :

L'âge des boues (θ) est un paramètre important de suivi des stations d'épuration par boues activées, car il est directement lié au rendement d'épuration du réacteur. C'est le rapport entre la masse de boues présentes dans l'aérateur et la quantité de boues extraites (donc produites) par jour.

$$\theta = \frac{X_t}{X} = \frac{X_a \times V}{X} \dots \dots \dots \text{III.4}$$

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.

III.3.3. 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 :

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

Cet indice permet de mettre en évidence, l'aptitude des boues à la décantation.

Si Im entre $80 < Im < 150$: les boues sont bien décantables

Si Im = 80 : la décantation est très bonne mais les boues sont difficilement pompables.

Si Im = 150 : la décantation est très lente. (HOULI,2014) ; (Gaid, Abdelkader ,1987)

III.3.4.Effet de température : (Gaid, Abdelkader ,1987)

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.

III.3.5.Effet du Ph :

Les systèmes biologiques tolèrent une gamme de pH allant de 5 à 9 avec une zone optimale de 6 à 8. (Gaid, Abdelkader ,1987)

III.3.6.La toxicité :

La nature des toxiques est d'origine métallique. La présence de ces substances toxiques dans l'effluent, conduira à une inhibition partielle ou totale de l'activité des micro-organismes. (DEBICHE Yassine, 2014)

Dans le tableau suivant quelques concentrations d'ions métalliques qui réduisent l'efficacité du traitement biologique par boues activées.

Tableau III.2. 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.3.7.Besoins en nutriments :

Pour la dégradation de pollution ; Les micro-organismes exigent comme tous les êtres vivants une alimentation équilibrée répondant à une formule globale voisine de leur composition ($C_7H_9NO_3$ et $C_7H_9NO_2$). Pour une eau usée domestique,

L'alimentation fournie est équilibrée, par contre, les eaux industrielles, sont pauvres en azote et en phosphore.

L'ammoniaque est la forme la plus assimilable par les micro-organismes, car les autres composés doivent se transformer d'abord en ammoniaque avant leur utilisation. Aussi, un déséquilibre nutritionnel peut être la source du mauvais fonctionnement de l'épuration biologique à savoir un faible rendement d'épuration et le gonflement de boues.

Dans une station à boues activées, les rapports suivants doivent être respectés : **(DBO5/N=20)**. Et **(DBO5/p=100)** Et **(DBO5/N/p=100 à 150/ 5/1)**. (ROGER Pujol, 1990)

III.3.8. Consommation en oxygène: (Hattem Dhaouadi, 2008)

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 :

Poids O₂ = a' Poids DBO₅ éliminé + b' Poids matières volatiles.

On peut donc écrire :

$$q_{O_2} = a' \cdot L_e + b' \cdot X_t \dots \dots \dots \text{III.6}$$

Avec :

q_{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.3. 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 M.V.S.j)	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' O_2 pour être minéralisées. Si on appelle b , le coefficient représentant la quantité de matière vivante détruite par endogènes pour fournir l'énergie d'entretien.

On a : $b' = (160 / 113) b$ 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

Si on insuffle de l'air dans une eau usée urbaine décantée qui contient naturellement une population microbienne variée, on assiste à une évolution progressive de la masse totale des micro-organismes qui croit, se stabilise puis décroît tandis que la DBO de l'effluent diminue d'une façon continue mais à un rythme variable. Une analyse plus poussée du phénomène permet de distinguer quatre phases principales comme le schéma ci-après le montre (Gaid, Abdelkader ,1987)

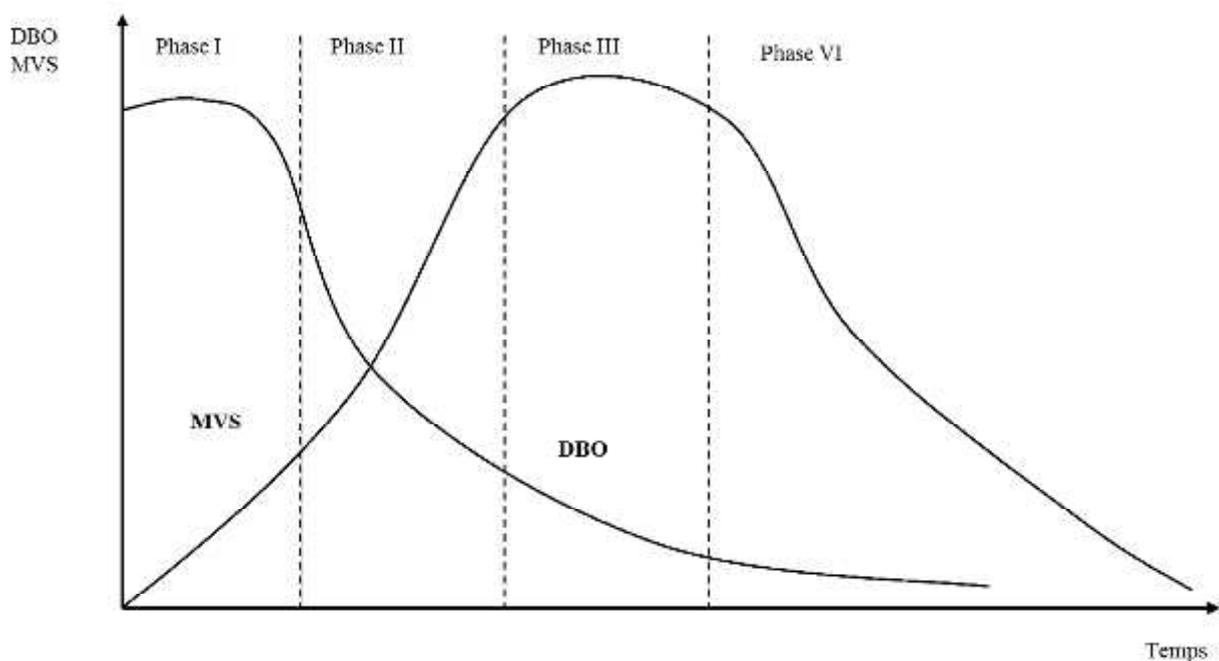


Figure III.2. Progression de la masse microbienne

Phase N°1 :(croissance rapide)

Le milieu riche en nourriture permet un développement rapide des bactéries. La DBO diminue rapidement, la consommation d'oxygène est élevée par suite de l'activité intense de synthèse cellulaire et de métabolisme de la flore bactérienne. La masse des matières volatiles en suspension (MVS) augmente (car elle est retenue par les flocons bactériens).

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

Dans laquelle :

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

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 :

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

Ou encore :

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

C'est l'équation d'une droite qui peut conduire à calculer μ en portant

Log (1 + a_m (L₀ - L) / X₀) en fonction de t. Ce terme est souvent interprété comme étant le temps nécessaire pour doubler la population bactérienne. Il est généralement utilisé pour le dimensionnement du bassin d'aération.

Phase N° 2 : (croissance ralentie)

Au cours de cette phase il y a un ralentissement de la croissance bactérienne dû à l'insuffisance de la nourriture ; on observe alors un début de plafonnement de la masse de MVS.

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

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

K est la croissance ralentie ; le signe (-) correspond à la disparition de la DBO.

Après intégration entre l'état final (caractérisé par L f) et l'état initial (caractérisé par L o) et en supposant une concentration moyenne en boues dans le bassin notée X a, il devient

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

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

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

Phase N°3 : correspond à une phase stationnaire. Elle signifie qu'à ce moment les bactéries utilisent les réserves accumulées précédemment. Cette phase est marquée sur un appauvrissement du milieu en nourriture.

Phase N°4 : (la phase endogène ou phase de déclin) dans laquelle le milieu est pauvre en matières organiques et se traduit par la mort de nombreux micro-organisme. C'est l'oxygène apporté est alors utilisé par les bactéries pour leur propre transformation en produits finaux (CO₂, H₂O, N₂).

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) (**Hatem Dhaouadi, 2008**)

- Aérateurs de surface : projection de l'eau dans l'air
- Aérateurs de fonds : par insufflation d'air



Figure III.3. Bassin d'aération par diffuseur d'air.



Figure III.4. Bassin d'aération par aérateur de surface.

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 interstitielle, ou clarification, est normalement assurée par décantation.



Figure III.5.décanteur secondaire.

III.8.Traitement tertiaire :

III.8.1.définition :

Un traitement tertiaire consiste à éliminer le phosphore résiduel et l'azote ou les micropolluants biologiques (micro-organismes) 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 : $N\text{-org} \rightarrow NH_4^+ + OH^-$ produits carbonés (**DEBICHE Yassine, 2014**)

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 implanté 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 (NO_3^-) 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-NO_3^- en azote moléculaire N_2 par l'intermédiaire des bactéries anaérobies facultatives.

La réduction se produit selon différentes réactions que l'on peut schématiser comme suit : $\text{NO}_3^- \rightarrow \text{NO}_2^- \rightarrow \text{NO} \rightarrow \text{N}_2\text{O} \rightarrow \text{N}_2$ (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. (HOULI, 1990)

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. (HADJRABAH Mansour, 2005)

-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 polyphosphate ce qui explique la phase de relargage de phosphate dans le milieu.

-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 polyphosphate.

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.

III.8.4.La désinfection :

La désinfection des effluents avant leur rejet dans l'environnement est censée garantir le maintien des usages du milieu récepteur tels que les zones de baignades et les élevages conchylicoles. La tendance à désinfecter les eaux résiduares avant rejet s'est accrue en France depuis une dizaine d'années, notamment à cause de mauvais classements persistants de quelques plages où il est impossible de faire cesser les rejets. Tandis qu'en Algérie, la désinfection dans les stations d'épuration est de moins en moins employée. (DEBICHE Yassine, 2014)

Il existe plusieurs processus de désinfection :

- Chloration
- Ozonation
- Traitement UV

III.9.Traitement des boues :

Les Principales méthodes de traitement des boues sont :

III.9.1.Epaississement

L'épaississement est généralement la première étape du traitement des boues. C'est un procédé simple, consommant peu d'énergie. Il sert principalement à réduire le volume des boues brutes et constitue une étape préalable aux traitements suivants. Le taux de siccité obtenu peut atteindre jusqu'à 10% de matière sèche. Quelle que soit la technique utilisée, l'eau doit être recyclée en tête de STEP. **(DEBICHE Yassine,2014)**

Diverses méthodes sont utilisées pour épaissir les boues :

- Epaississement gravitaire.
- Epaississement dynamique.

L'épaississement consiste à séparer par gravité (décantation) ou par flottation, l'eau interstitielle des particules de boues. L'épaississement permet d'augmenter le temps de séjour des boues dans le digesteur, en raison de la réduction de volume qu'il occasionne.

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. **(DEBICHE Yassine, 2014)**

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. (DEBICHE Yassine, 2014)

La déshydratation des boues est réalisée de deux manières :

- par des procédés naturels.
- par des procédés mécaniques.

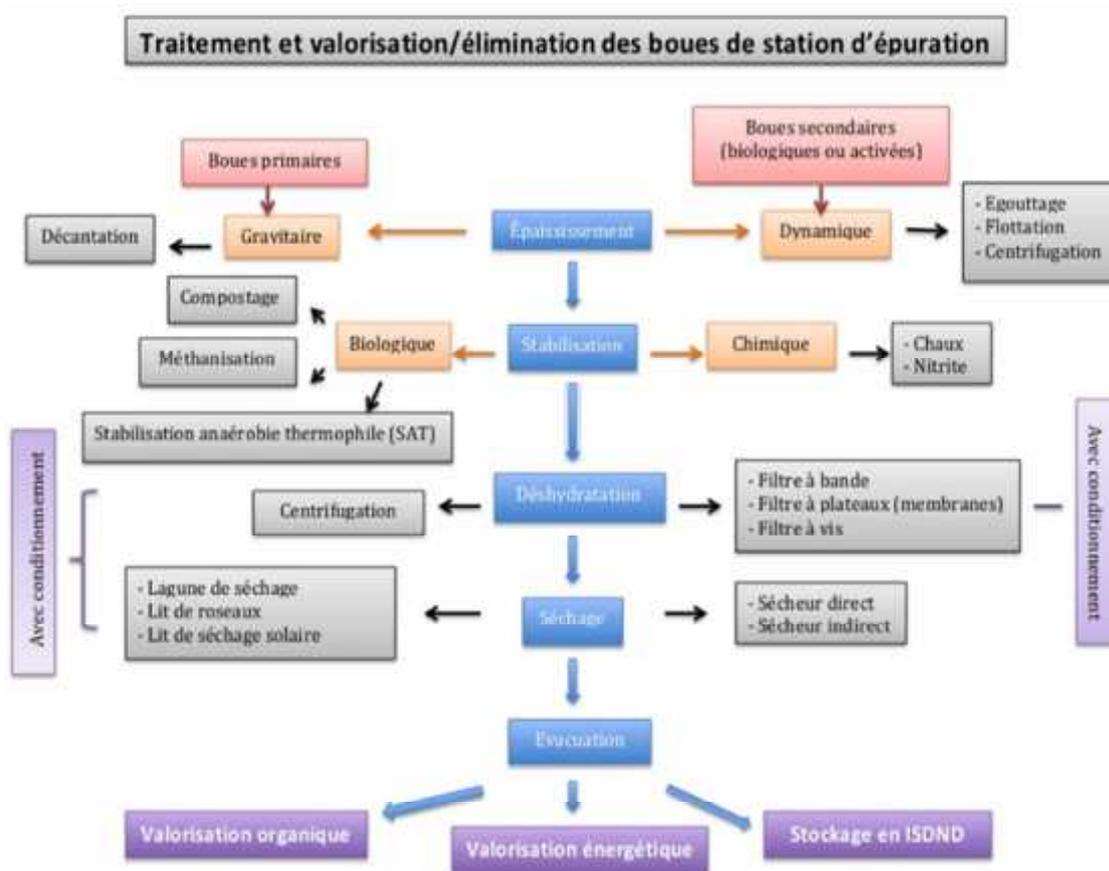
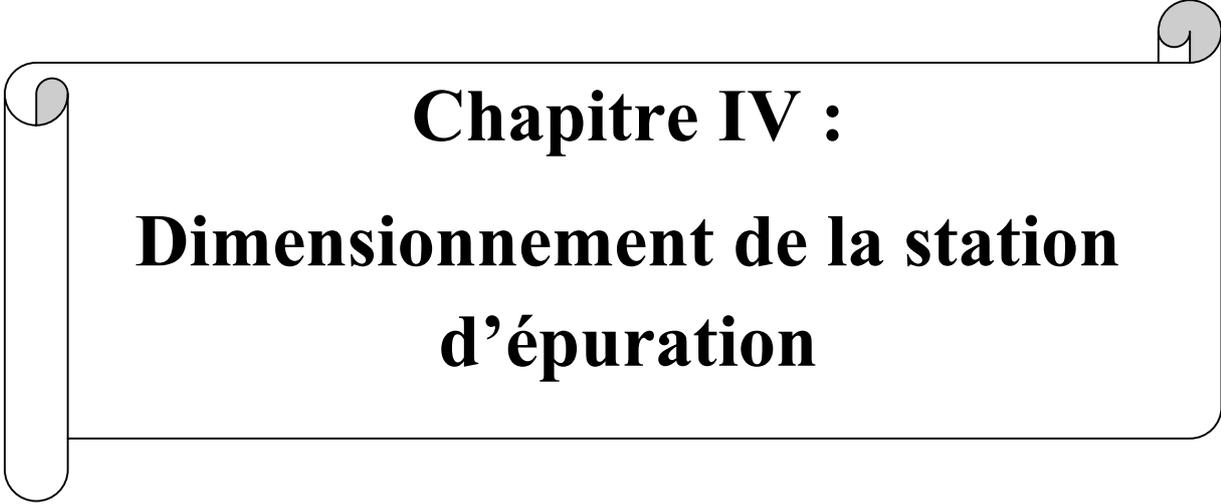


Figure III.5. Traitement et valorisation/élimination des boues de station d'épuration

Conclusion :

On a présentée dans ce chapitre les différents étapes de traitement pour le procédés d'épuration à boues activées et aussi les différents paramètres de fonctionnement de la station d'épuration et on a défini les différent ouvrage de la station d'épuration.



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

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 ressource en eau (DRE) la willaya Médéa a opté pour une dotation de 150 L /hab/j pour la commune de CHELLALAT EL ADHAOURA

a. le débit moyen journalier :

Le débit moyen journalier se calcule comme suit :

$$Q_{\text{moy,j}} = D.N.Cr = Q_{\text{EP}}. Cr \dots\dots\dots\text{IV.1}$$

Avec : D : dotation (l/hab/j),

Q_{EP} : consommation en potable.

N : nombre d'habitant l'horizon considéré.

Cr: coefficient de rejet.

$$Q_{\text{moy,j}} = 6083.055 \times 0.8 = 4866.44 \text{ m}^3/\text{j} \quad \text{pour l'horizon 2030}$$

$$Q_{\text{moy,j}} = 7718.37 \times 0.8 = 6174.7 \text{ m}^3/\text{j} \quad \text{pour l'horizon 2045}$$

b. débit moyen horaire :

Il est donne par la relation suivante :

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

$$Q_{\text{moy,h}} = \frac{4866.44}{24} = 202.78 \text{ m}^3/\text{h} \quad \text{Pour l'horizon 2030}$$

$$Q_{\text{moy,h}} = \frac{6174.7}{24} = 257.28 \text{ m}^3/\text{h} \quad \text{Pour l'horizon 2045}$$

c. le débit de pointe en temps sec :

On le calcule par la relation suivante :

$$\left. \begin{aligned} Q_p &= K_p \times Q_{\text{moy,h}} \\ K_p &= 3 \quad \text{Si } Q_{\text{moy,j}} \left(\frac{l}{s} \right) < 2.8 \frac{l}{s} \\ K_p &= 1.5 + \frac{25}{[Q_{\text{moy,j}} \left(\frac{l}{s} \right)]} \quad \text{Si } Q_{\text{moy,j}} \left(\frac{l}{s} \right) > 2.8 \frac{l}{s} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots\text{IV.3}$$

K_p : coefficient de pointe

pour l'horizon 2030 on a $Q_{moy,j} = 56.33$ l/s donc

$$K_p = 1,5 + 2,5 / \sqrt{56.33} = 1.83$$

On a donc $Q_{pte} = 1.83 \times 56.33 = 103.08$ l/s = **$0.103 \text{ m}^3/\text{s} = 371.088 \text{ m}^3/\text{h}$**

pour l'horizon 2045 on $Q_{moy,j} = 71.47$ l/s donc $K_p = 1.8$

Donc $Q_{pte} = 1.8 \times 71.47 = 128.65$ l/s = **$0.129 \text{ m}^3/\text{s} = 463.14 \text{ m}^3/\text{h}$**

d. Débit de pointe en temps de pluie :

$$Q_{ptp} = (2 \div 5) Q_{pts} \dots \dots \dots \text{IV.4}$$

On prend une dilution de 3 et on trouve : $Q_{ptp} = 3 * Q_{pts}$

Pour l'horizon 2030 $Q_{pte p} = 3 \times 103.08 = \mathbf{309.24}$ l/s = **$1113.26 \text{ m}^3/\text{h}$**

Pour l'horizon 2045 $Q_{pte p} = 3 \times 128.65 = \mathbf{385.95}$ l/s = **$1382.42 \text{ m}^3/\text{h}$**

e. 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 :

$$Q_d = Q_{moy} / 16 \dots \dots \dots \text{IV.5}$$

Pour l'horizon 2030 $Q_d = 4866.44 / 16 = \mathbf{304.15 \text{ m}^3/\text{h}}$

Pour l'horizon 2045 $Q_d = 6174.7 / 16 = \mathbf{385.92 \text{ m}^3/\text{h}}$

IV.1.2. Evaluation des charges polluantes :

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

Il s'agit de la détermination de

- La charge moyenne journalière en DBO₅
- La charge moyenne journalière en MES

a- donner de base :

Tableau IV.1. Résultat des valeurs moyennes des analyses chimiques de l'effluent

	Valeur
Concentration DBO ₅	333 mg /L
Concentration DCO	667 mg /L
Concentration MES	500 mg /L
Concentration NTK	83 mg /L
Concentration P (phosphore total)	25 mg /L

(Source DRE de la wilaya de Medea, 2008)

b. La charge moyenne journalière en DBO5:

$$L_0 = C_{\text{DBO}_5} (\text{Kg/m}^3) \times Q_j (\text{m}^3/\text{j}) \dots \text{IV.6}$$

Avec : - L_0 : charge moyenne journalière en DBO5

- C_{DBO_5} : la concentration en DBO5 moyenne (Kg / m³).

- Q_j : débit moyen journalier en (m³ / j).

Nous avons $C_{\text{DBO}_5} = 333 \text{ mg/l}$

$$\text{Donc pour l'horizon 2030} \quad L_0 = 333 \times 10^{-3} \times 4866.44 = \mathbf{1620.52 \text{ kg/j}}$$

$$\text{Pour l'horizon 2045} \quad L_0 = 333 \times 10^{-3} \times 6174.7 = \mathbf{2056.18 \text{ kg/j}}$$

c. La charge moyenne journalière en MES :

$$N_0 = C_{\text{MES}} (\text{kg / m}^3) * Q_j (\text{m}^3 / \text{j}) \dots \text{IV.7}$$

Avec : - N_0 : charge moyenne journalière en MES.

- C_{MES} : la concentration moyenne en MES (Kg / m³) .

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

$$\text{Donc : Pour l'horizon 2030} \quad N_0 = 500 \times 10^{-3} \times 4866.44 = \mathbf{2433.22 \text{ kg/j}}$$

$$\text{Pour l'horizon 2045} \quad N_0 = 500 \times 10^{-3} \times 6174.7 = \mathbf{3087.35 \text{ kg/j}}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant

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

Désignation des données de base du projet	Horizon 2030	Horizon 2045
Coefficient de rejet.	80 %	80 %
Consommation en eau potable totale (m ³ /j)	6083.055	7718.37
Population équivalente (EH).	40554	51456
Débit moyen en eaux usées (m ³ /j)	4866.44	6174.7
Débit moyen horaire de rejet (m ³ /h)	202.78	257.28
Coefficient de pointe par temps sec	1.83	1.8
Débit de pointe par temps sec (m ³ /h)	371.09	463.10
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)	1113.26	1389.42
Charges polluantes (DBO₅, MES)		
Charge journalière en (DBO ₅) (kg/j)	1620.52	2056.18
Charge journalière en (MES) (kg/j)	2433.22	3087.35

IV.2. Les prétraitements**IV.2.1. 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 :

$$B = \frac{S \cdot \sin \alpha}{h_{\max} (1 - \beta) \sigma} (m) \dots\dots\dots \text{IV.8}$$

Avec :

B : largeur de la grille

h_{\max} = (0.15- 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 : $d = 1 \text{ cm}$, $e = 0.3 \text{ à } 1 \text{ cm}$. (Degrémont,2005)

Tel que : d : épaisseur des barreaux (cm)

e : espacement des barreaux.

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 :

$$B = \frac{Q_p \cdot \sin \alpha}{V \cdot h_{\max} \cdot (1 - \beta) \cdot \sigma} \dots\dots\dots \text{IV.9}$$

Horizon 2030 :

a. Le dégrillage grossier:

$Q_{\text{pte p}} = 309.24 \text{ l/s} = 0.31 \text{ m}^3/\text{s}$

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 $\beta = 0.29$

$$\text{On obtient : } B = \frac{0.31 \sin 60^\circ}{1 \times 0.8 \times (1 - 0.29) \times 0.5} = 0.94 \text{ m}$$

Donc on prend **B = 1 m**

b. le dégrillage fin :

Pour le dégrillage fin, on prend : $d=1\text{ cm}$, $e=0.5\text{ cm}$ Ce qui donne $\beta = 0.67$

$$B = \frac{0.31 \cdot \sin 60^\circ}{1 \times 0.8 \times (1 - 0.67) \times 0.5} = 2.03 \text{ m}$$

On prend : **B = 2.1 m**

c. Le calcul de la longueur :

On une hauteur de grille de 0.8m

On a : $\sin \alpha = h / L$ alors : $L = 0.8 / \sin 60 = 0.9\text{ m}$.

On y ajoute 0.6m pour le débordement

Donc on trouve **L = 1.5 m**

Longueur totale :

Pour la longueur totale de la grille, on doit ajouter une marge de 0,5 m à la longueur mouillée, donc :

$$L_{\text{total}} = L_{\text{mouillée}} + 0.5 \text{ donc } L_{\text{total}} = 2 \text{ m}$$

d. 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 :

$$h = \frac{\beta d^{4/3}}{e^{4/3}} \times \frac{v^2}{2g} \sin \alpha \dots\dots\dots \text{IV.10}$$

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)

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

a. La grille grossière :

On a :

$$= 1.79 \text{ (Barreaux circulaire)}$$

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

$$\text{Donc : } \Delta H = 1.79 \left(\frac{2}{5}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{(1)^2}{2 \times 9.81} \text{Sin}60^\circ = 0.023\text{m}$$

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

b.la grille fine :

On a : $= 1.79$ (barreaux circulaire)

$$d=1\text{cm}, e =0.5 \text{ cm}, \alpha =60^\circ, V=1\text{m /s}$$

$$\text{Donc : } \Delta H = 1.79 \times \left(\frac{0.5}{1}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{(1)^2}{2 \times 9.81} \text{Sin}60^\circ = 0.0313\text{m}$$

$$\text{Donc } \Delta H = \mathbf{3.13 \text{ cm}}$$

Estimation des quantités de refus de dégrillage :

On peut estimer les refus moyens journaliers ($V_{r.moy}$) de dégrillage en (m^3/j).
 $V_{retenus}$ est exprimé en litres par équivalent habitant et par an, il est estimé à :

- 5 à 10 l/hab/an pour une grille fine ;
- 2 à 5 l/hab/an pour une grille grossière.

Donc le volume retenu par les grilles dépend :

- Du débit de l'effluent
- De l'espacement entre les barreaux

Le refus journalier est donné par la formule suivante :

$$V_r = \frac{N_{eqhab} \times V_{retenus} \times 10^{-3}}{365} \dots\dots\dots IV.11$$

$$V_{r,moy} = \frac{V_{r,max} + V_{r,min}}{2}$$

Avec :

- V_r : Volume des refus journalier retenus par le dégrillage en (m^3/j).
- $V_{retenus}$: Volume des refus retenus par le dégrillage, estimé pour 1eq.hab et par an en (l/hab/an).
- $N_{eq.hab}$: Nombre d'équivalent habitant en (hab).
- $V_{r,moy}$: Volume des refus moyen journalier retenus par le dégrillage en (m^3/j).

Grille grossie :

- $V_{max} = (40554 \times 5 \times 10^{-3}) / 365 = 0.55 m^3/j$.
- $V_{min} = (40554 \times 2 \times 10^{-3}) / 365 = 0.22 m^3/j$.
- $V_{moy} = (V_{max} + V_{min}) / 2 = 0.385 m^3/j$

Grille fin :

- $V_{max} = (40554 \times 10 \times 10^{-3}) / 365 = 1.11 m^3/j$.
- $V_{min} = (40554 \times 5 \times 10^{-3}) / 365 = 0.56 m^3/j$.
- $V_{moy} = (V_{max} + V_{min}) / 2 = 0.835 m^3/j$

Horizon 2045:

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

$$Q_{ptp} = Q_{ptp} (2045) - Q_{ptp} (2030) \quad \text{Donc : } Q_{ptp} = 0.39 - 0.31 = \mathbf{0.08 m^3/s}$$

Tableau IV.4. Récapitulatif de dimensionnement de dégrilleur

Ouvrage :dégrilleur	Unité	Horizon 2030	Horizon 2045
Débit de la station.	m ³ /s	0.31	0.08
Grille grossière			
Epaisseur des barreaux d	Cm	2	2
Espacement des barreaux e	Cm	5	5
fraction de la surface occupée par les grilles β	/	0.29	0.29
Perte de charge	m	0.023	0.023
Largeur du dégrilleur	m	1	0.24
h max	m	0.8	0.8
Volume des refus journalier maximal retenus par le dégrillage Vmax	m ³ /j	0.55	0.15
Volume des refus journalier minimal retenus par le dégrillage Vmin	m ³ /j	0.22	0.06
Volume des refus journalier moyen retenus par le dégrillage Vmoyenne	m ³ /j	0.385	0.105
Grille fin			
Epaisseur des barreaux d	Cm	1	1
Espacement des barreaux e	Cm	0.5	0.5
β	/	0.67	0.67
Perte de charge	m	0.031	0.031
Largeur du dégrilleur	m	2.10	0.52
h max	m	0.8	0.8
Volume des refus journalier maximal retenus par le dégrillage Vmax	m ³ /j	1.11	0.30
Volume des refus journalier minimal retenus par le dégrillage Vmin	m ³ /j	0.56	0.15
Volume des refus journalier moyen retenus par le dégrillage Vmoyenne	m ³ /j	0.835	0.225

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.



Figure IV.1. Type de dessableur-déshuileur proposé

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

$$\frac{L}{H} \geq \frac{V_e}{V_s} \dots \dots \dots \text{IV.12}$$

- 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 et compris entre 3 à 10 minute au débit de pointe.
- $H = (1 - 2.5)$ m (DEGREMONT, 2005)

Horizon 2030

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 :

$$V = Q_{\text{ptp}} \times T_S = 0.31 \times 5 \times 60 = 93 \text{ m}^3 \qquad \text{Donc } V = 93 \text{ m}^3$$

b. Surface horizontale :

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

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

On prend $H = 2$ m et $L/H = 6$ donc **$L = 12$ m**

Donc la surface horizontal sera égale à : $S_h = \frac{93}{2} = 46.5 \text{ m}^2$

D'où $S_h = 46.5 \text{ m}^2$

On a $S_h = L.l$ donc $l = S_h / L = 46.5 / 12 = 3.87 \text{ m}$

Donc $l = 3.87 \text{ m}$

C .Volume d'air injecté

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

$$q_{air} = V_{air} \times Q_{ptp} \dots \dots \dots \text{IV.14}$$

Avec

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

On prend $V_{air} = 1.5$ d'où $q_{air} = 0.47 \text{ m}^3 \text{ d'air/s}$

e. Calcul des quantités des matières éliminées par le dessableur :

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

$$MES = 70\% MVS + 30\% MMS \dots \dots \dots \text{IV.15}$$

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

La charge en MES à l'entrée de dessableur est $MES = 2433.22 \text{ Kg/j}$

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

$$MVS = 2433.22 \times 0.70 = 1703.25 \text{ Kg/j}$$

Les matières minérales contenues dans les MES sont :

$$MM = 2433.22 \times 0.3 = 729.97 \text{ Kg/j}$$

Les matières minérales éliminées :

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

$$MM_e = 729.97 \times 0.70 = 510.98 \text{ Kg/j}$$

Les matières minérales à la sortie de dessableur :

$$MM_s = MM - MM_e = 729.97 - 510.98 = 219 \text{ Kg/j}$$

Les MES à la sortie de dessableur:

$$MES_s = MVS + MM_s = 1703.25 + 219$$

$$MES_s = 1922.25 \text{ Kg/j}$$

Horizon 2045

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

$$Q_{ptp} = Q_{ptp \ 2045} - Q_{ptp \ 2030} \quad \text{Donc : } Q_{ptp} = 0.39 - 0.31 = 0,08 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{MES}_{\text{entré}} = \text{MES}_{2045} - \text{MES}_{2030} = 654.13 \text{ Kg/j}$$

Les résultats de dimensionnement de dessableur déshuileur pour l'horizon 2030 et 2045 sont exprimé dans le tableau suivant :

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	0.31	0.08
Profondeur	m	2	1.5
Longueur	m	12	9
Largeur	m	3.9	1.34
Temps de séjour	min	5	5
Débit d'air à insuffler	m ³ /h	1692	432
Matières en suspension entrant (MES _{entré})	Kg/j	2433.22	654.13
Matières minérale en suspension entré (MMS _{entré})	Kg/j	729.97	196.24
Matières minérale en suspension éliminé (MMS éliminé)	Kg/j	510.98	137.37
Matières minérale en suspension restant (MMS restant)	Kg/j	219	58.87
Matières volatiles en suspension (MVS)	Kg/j	1703.25	457.89
Matières en suspension sortant (MES _{sorté})	Kg/j	1922.25	516.76

IV.3. Variante à moyenne charge :

Une station d'épuration à moyenne charge est 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 prétraitement est déjà dimensionné dans la phase précédant.

IV.3.1. 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 mauvaises 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.

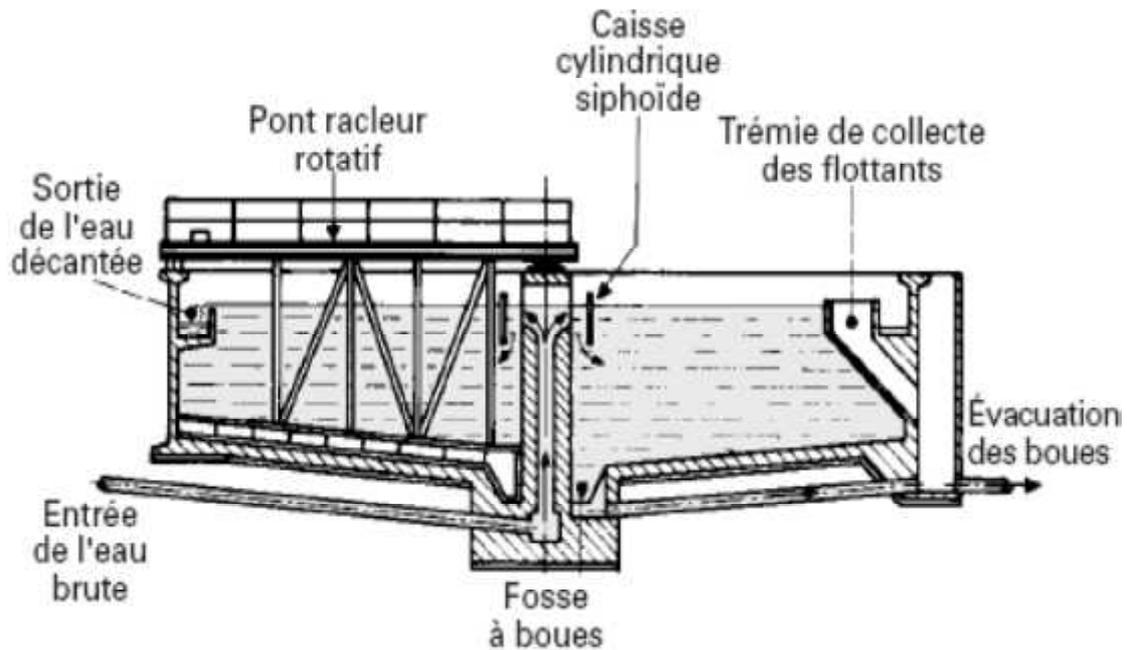


Figure IV.2. Schéma explicatif de type de décanteur proposé

Dimensionnement de décanteur primaire :

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

- La charge superficielle exprimée par la relation suivante :

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

- Q : débit traité par la station.
- S : surface totale de l'ouvrage.
- t_s : temps de séjour varie entre (1÷2) h. (DEGREMONT, 2005)
- H : hauteur de décanteur au minimum 2 m

La vitesse limite pour un réseau unitaire est déterminée en 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

Horizon 2030 :

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

$$Q_{pts} = 371.09 \text{ m}^3/\text{h} \quad , \quad Q_{moy,h} = 202.78$$

On aura $K = 1.83$ donc $V_{lim} = 2 \text{ m/h}$

a .surface horizontale de décanteur primaire :

D'après l'équation IV.15 on aura

$$S_h = Q_{ptp}/V_{lim} = 1113.26/2 = 556.63 \text{ m}^2 \quad \quad \quad S_h = \mathbf{556.63 \text{ m}^2}$$

Donc le diamètre de décanteur sera égal à :

$$D = \sqrt{\frac{4S_h}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 556.63}{\pi}} = 26.62 \text{ m} \quad \text{Donc on prend} \quad \mathbf{D = 27 \text{ m}}$$

b. Volume de décanteur primaire :

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

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

$$\text{On prend } t_s = 1.5 \text{ h donc } V = 1113.26 \times 1.5 = 1669.90 \text{ m}^3 \quad \quad \quad \mathbf{V = 1669.90 \text{ m}^3}$$

C .hauteur de décanteur primaire :

$$H = V/S_h = 1669.90/556.63 = 3 \text{ m} \quad \quad \quad \mathbf{H = 3 \text{ m}}$$

On prévoit une hauteur de sécurité (revanche) pour éviter le risque de débordement donc on $H = 3 + h_{sécurité}$ on prend $h_{sécurité} = 0.5 \text{ m}$

D'où $\mathbf{H = 3.5 \text{ m}}$

D . Temps de séjours :

$$\text{Pour le débit moyen horaire } T_s = V / Q_{moy} = 1669.90 / 202.78 = 8.23 \text{ h}$$

$$\text{Pour le débit de pointe par temps sec } T_s = V / Q_{ps} = 1669.90 / 371.09 = 4.5 \text{ h}$$

$$\text{Pour le débit de pointe par temps de pluie. } T_s = V / Q_{ptp} = 1669.90 / 1113.26 = 1.5 \text{ h}$$

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 :

$$\text{DBO5} = 1620.52 \text{ Kg/j.}$$

$$\text{MES}' = 1922.25 \text{ Kg/j.}$$

Les charges éliminées par la décantation primaire sont donc :

$$\text{DBO5}_e = 0.35 \cdot \text{DBO5} = 0.35 \times 1620.52 = 567.18 \text{ Kg/j}$$

$$\text{MES}_e = 0.65 \cdot \text{MES}' = 0.65 \times 1922.25 = 1249.46 \text{ Kg/j}$$

Les charges à la sortie du décanteur primaire sont :

$$\text{DBO5}_s = \text{DBO5} - \text{DBO5}_e = 1620.52 - 567.18 = 1053.34 \text{ Kg/j}$$

$$\text{MES}_s = \text{MES}' - \text{MES}_e = 1922.25 - 1249.46 = 672.79 \text{ Kg/j}$$

Horizon 2045:

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

$$Q_{\text{ptp}} = Q_{\text{ptp } 2045} - Q_{\text{ptp } 2030} \quad \text{Donc : } Q_{\text{ptp}} = 0.39 - 0,31 = 0.08 \text{ m}^3/\text{s}$$

Avec :

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

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

$$\text{DBO5} = \text{DBO5}_{2045} - \text{DBO5}_{2030} = 2056.18 - 1620.52 = 435.66 \text{ Kg/j}$$

$$\text{MES}' = 516.76 \text{ Kg/j}$$

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

Tableau IV.7. Récapitulatif de dimensionnement de décanteur primaire

Désignation	Unité	2030	2045
Débit	m ³ /s	0.39	0.08
Surface horizontale	m ²	556.63	144
Volume	m ³	1669.90	432
Hauteur d'eau + hauteur de revanche	M	3.5	3.5
Diamètre	M	27	14
MES entrées	Kg /j	1922.25	516.76
DBO ₅ entrée	Kg /j	1620.52	435.66
MES éliminée	Kg /j	1249.46	335.89
DBO ₅ éliminée	Kg /j	567.18	152.48
MES sorties	Kg /j	672.79	180.87
DBO ₅ sortie	Kg /j	1053.34	283.18

IV.3.2. 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.

$$B/H=1 \text{ à } 5 \dots\dots\dots IV.17$$

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 procédé à moyenne charge est caractérisé par les paramètres suivants :

La charge massique (C_m) :

$$0,2 < C_m < 0,5 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg.MVS.j} \quad (\text{Office international de l'eau, 2005})$$

La charge volumique (C_v) ::

$$0.6 < C_v < 1.5 \text{ Kg DBO}_5/ \text{m}^3 / \text{j} \quad (\text{Office international de l'eau, 2005})$$

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

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

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

Horizon 2030:**IV.3.2.1. Dimensionnement du bassin d'aération :****a. Dimension de bassin d'aération :****1. Le volume des bassins correspondants est de :**

$$V_a = L_0 / C_v \dots\dots\dots \text{IV.18}$$

C_v : Charge volumique (kg DBO/m³.j)

L_0 : charge polluante (kg DBO/j) = 1053.34 kg DBO/j

Donc : $V = L_0 / C_v = 1053.34 / 1.2 = 877.78 \text{ m}^3$

On prend $V = 877.78 \text{ m}^3$

3. Surface horizontale du bassin :

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

$$S_h = V / H = 877.78 / 4 = 219.45 \text{ m}^2$$

Donc le bassin d'aération a les dimensions planes suivantes :

On B/H=1 à 2,5 on prend B/H= 2

Donc **B = 8 m**

$$S_h = L \times B \text{ donc } L = S_h / B = 219.45 / 8 = 27.43$$

Donc : **L = 28 m**

Les dimensions du bassin d'aération sont :

$$L = 28 \text{ m}, l = 8 \text{ m}, H = 4 \text{ m}$$

4. La masse totale de boues dans les deux bassins :

$$C_m = \frac{L_0}{X_t} \text{ Donc } X_t = L_0 / C_m = 1053.34 / 0.3 = 3511.13 \text{ kg /j}$$

5. Calcul du temps de séjour :

Pour le débit moyen horaire $T_s = V / Q_{\text{moy}} = 877.78 / 202.78 = 4.32 \text{ h}$

Pour le débit de pointe par temps sec $T_s = V / Q_{\text{ps}} = 877.78 / 371.09 = 2.37 \text{ h}$

Pour le débit de pointe par temps de pluie. $T_s = V / Q_{\text{ptp}} = 877.78 / 1113.26 = 0.79 \text{ h}$

b. Qualité de l'effluent

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

D'où :

$$L_f = 30 \times 10^{-3} \times 4866.44 = 146 \text{ kg/j}$$

$$L_e = L_0 - L_f = 1053.34 - 146 = 907.34 \text{ Kg/j}$$

Donc le rendement d'élimination est de

$$\eta_{ep} = (L_0 - L_f) / L_0 = 907.34 / 1053.34 = 86.14\%$$

c. Les besoins en oxygène dans l'aérateur :

Les installations d'épuration biologiques (les bactéries) 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, cet oxygène est apporté généralement par des aérateurs

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 :

$$Q(O_2) = a' \cdot L_e + b' \cdot X_t \dots\dots\dots \text{IV.19}$$

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

- L_e : DBO_5 éliminée dans le bassin d'aération par jour (Kg).
- X_t : quantité de boues (MVS) présentes par jour dans le bassin d'aération (Kg)
 $X_t = V \times X_a$ avec X_a : concentration des boues présent dans le bassin d'aération
- a' : la fraction de pollution transformé en énergie de synthèse au cours de l'épuration et c'est aussi la quantité d'oxygène à fournir aux bactéries pour qu'elles synthétisent la matière Vivante à partir d'une pollution.
 $0.48 < a' < 0.6$ (DEGREMONT, 2005)
 Donc $a' = 0.58$
- b' : coefficient cinétique de respiration endogène $0.07 < b' < 0.11$
 (DEGREMONT, 2005)
 donc $b' = 0.11$

1 .La quantité d'oxygène journalière est :

$$q_{O_2} = 0.58 \times 907.34 + (0.11 \times 3511.13) = 912.48 \text{ Kg } O_2/\text{j}$$

2. La quantité d'oxygène horaire :

$$q_{O_2}/24 = 912.48 / 24 = 38 \text{ Kg } O_2/\text{h}$$

3. La quantité d'oxygène nécessaire pour un Kg de DBO_{5e} :

$$q_{O_2} = 912.48 / 907.34 = 1 \text{ kg(O}_2\text{)/kg de DBO}_5 \text{ éliminé}$$

Et une quantité par m³ de bassin :

$$q_{O_2} / m^3 = 912.48 / 877.78 = 1.03 \text{ KgO}_2 / m^3$$

4. La quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe :

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

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

Td : période diurne en heures Td = 16 h

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

$$q_{O_2 \text{ pte}} = 0.58 \times 907.34 / 16 + (0.11 \cdot 3511.13 / 24) = 48.98 \text{ Kg O}_2 / h$$

d. Calcul des caractéristiques de l'aérateur :**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

Capacité totale d'oxygène transféré (N₀) :

Elle est déterminée par la formule d'HORMANIK :

$$N_0 = (1.98 \times 10^{-3} \times P_a) + 1 \dots \dots \dots \text{IV.20}$$

Avec :

P_a : Puissance par m² du bassin tel que P_a = (70 ÷ 80) w/m²

On prend P_a = 80 w/m²

N₀ : capacité totale d'oxygène transféré par unité de puissance dans les conditions standards.

$$N_0 = 1.98 \times 10^{-3} \times 80 + 1 \Rightarrow N_0 = 1.16 \text{ kg O}_2 / \text{KWh}$$

Quantité d'oxygène par unité de puissance (N) :

La quantité d'oxygène par unité de puissance est donnée par la formule suivant :

$$N = N_0 \times \left(\frac{\beta \cdot C_S - C_L}{C_S} \right) \times \alpha \times E^{(T-20)} \dots \dots \dots \text{IV.21}$$

Avec :

- C_L : Concentration en oxygène dissout dans la masse liquide à t=25°C,
C_L = (1,5 ÷ 2) mg/l. On prend C_L = 1.5 mg/l.

- C_S : Concentration de saturation en oxygène à la surface à 20°C.

$C_S = 9.2$ mg/l pour les aérateurs de surface.

- β : Coefficient relatif à la présence de produits tensio-actifs

$$\beta = \frac{C_S (\text{eau usée})}{C_S (\text{eau épurée})} \quad \beta : \text{est de l'ordre de } 0,95$$

- α : Facteur de correction qui relie le transfert d'oxygène à la surface de l'eau usée

$$0,8 \leq \alpha \leq 0,95 \quad \text{On prend } \alpha = 0.9$$

- E : coefficient de température, $E=1.02$

Donc : $N = 0.9 \text{ Kg O}_2/\text{KWh}$

3. La puissance d'aération nécessaire ($P_{a.n}$) :

Cette puissance est donnée par :

$$P_{an} = \frac{q_{O_2} P}{N} \dots\dots\dots \text{IV.22}$$

Avec :

- $P_{a.n}$: Puissance d'aération nécessaire en (KW).
- $q_{O_2,p}$: besoins de pointe en oxygène en (Kg O₂/h).
- N : quantité d'oxygène par unité de puissance en (Kg O₂/KWh).

$$P_{an} = 48.98/0.9 = 54.42 \text{ Kw}$$

4. La puissance de brassage (P_b) :

La puissance de brassage est donnée par la relation suivante :

$$P_b = P_a \times S_h \dots\dots\dots \text{IV.23}$$

Avec :

- P_b : Puissance de brassage en (KW).
- P_a : Puissance par m² du bassin tel que $P_a = (70 \div 80) \text{ w/m}^2$.
On prend $P_a = 80 \text{ w/m}^2$.
- S_h : Surface horizontale du bassin (m²).

$$P_b = 80 \times 219.45 \times 10^{-3} = 17.55 \text{ Kw}$$

5. Le nombre d'aérateurs dans un bassin (N) :

Le brassage et l'aération seront assurés par un nombre d'aérateur (N) de surface à axe vertical déterminé par la formule suivante :

$$N_{a\grave{e}r} = \frac{P_{an}}{P_b} \dots\dots\dots \text{IV.24}$$

$$N = 54.42 / 17.55 = 3.09$$

Donc on prend $N_a = 3$ aérateur

e. Bilan des boues :**1. Calcul de la quantité des boues en excès :**

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

$$X = X_{min} + X_{dur} + c_m L_e - bX_t - X_{eff} \dots \dots \dots \text{IV.25}$$

Avec :

- X_{min} : Boues minérales
- X_{dur} : Boues difficilement biodégradables (appelées matières dures), elles représentent 0,3 à 0,35 des MVS.
- c_m : Coefficient de rendement cellulaire (g cellulaires formées/g DBO_5 éliminées) a_m varie entre $0,53 < a < 0,65$
- L_e : quantité de DBO_5 éliminé
- b : Fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène.

$$b = \frac{b'}{1,42}$$

$$b' : \text{Coefficient cinétique de respiration endogène.} = 0,09$$

$$b = \frac{0,09}{1,42} = 0,077$$

- 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 672.79 Kg/j

$$X_{min} = 0.3 \times \text{MES} = 0.3 \times 672.79 = 201.84 \text{ Kg/j}$$

$$X_{dur} = 0.3 \text{MVS} = 0.3 \times 0.7 \times \text{MES} = 141.29 \text{ Kg /j}$$

$$\text{On prend } c_m = 0.6 \text{ donc } c_m L_e = 0.6 \times 907.34 = 544.40 \text{ Kg/j}$$

$$bX_t = 0.077 \times 3511.13 = 270.36 \text{ kg/j}$$

$$X_{eff} = 30 \text{mg/l} = 0.03 \times 4866.44 = 146$$

$$X = 201.84 + 141.29 + 544.40 - 270.36 - 146 = 471.17 \text{ kg/j}$$

$$\mathbf{X = 471.17 \text{ Kg/j}}$$

2. Concentration de boues en excès :

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

$$X_m = \frac{1200}{I_m} \dots\dots\dots\text{IV.26}$$

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 $X_m=9.6 \text{ Kg/m}^3$

3. 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 $Q_{excès} = 49.08 \text{ m}^3/\text{j}$

4. Le débit spécifique par m3de bassin :

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

V : Volume de bassin

Donc : $q_{sp} = 471.17 / 877.78 = 0.54 \text{ Kg/m}^3.\text{j}$ d'où $q_{sp}=0.54 \text{ Kg/m}^3.\text{j}$

5. 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 :

$$R = \frac{100[X_a]}{\frac{1200}{125} - [X_a]} \dots\dots\dots \text{IV.27}$$

R : taux de recyclage(%)

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

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

6. Le débit des boues recyclées :

$$Q_r = RQ_j \dots\dots\dots \text{IV.28}$$

$Q_r = 71.43\% \times 4866.44 = 3476.1 \text{ m}^3/\text{j}$ donc **Q_r=3476.1 m³/j**

7. 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.4 on a :

$$\theta = \frac{X_t}{X} = \frac{X_a \times V}{X} = \frac{351113}{47117} = 7.45 \text{ jours}$$

IV.3.2.2. 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 :

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

Le temps de séjours varie entre 1.5 à 2.5 h

Le débit de pointe à temps de pluie $Q_{\text{ptp}} = 1113.26 \text{ m}^3/\text{h}$

Donc $V = 1113.26 \times 1.5 = 1669.89 \text{ m}^3$

b. La surface horizontale de clarificateur :

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

On prend $H=3$ et on prévoit une revanche $=0.5$ m donc $H_{\text{final}}=3.5$ m

La surface horizontale de clarificateur sera égale

$$S_h = V/H = 1669.89 / 3 = 556.63 \text{ m}^2 \quad S_h = \mathbf{556.63 \text{ m}^2}$$

c. Diamètre de clarificateur :

$$D = \sqrt{\frac{4S_h}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 556.63}{\pi}} = 26.62 \text{ m} \quad \text{on prend } \mathbf{D=27\text{m}}$$

d. Le temps de séjour

$$T_s = V / Q$$

$$\text{Au débit de pointe par temps sec } T_s = V / Q_{\text{pts}} = 1669.89 / 371.09 = 4.5 \text{ h}$$

$$\text{Au débit de pointe par temps de pluie } T_s = V / Q_{\text{ptp}} = 1669.89 / 1113.26 = 1.5 \text{ h}$$

Horizon 2045

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

$$Q_{\text{ptp}} = Q_{\text{ptp}}(2045) - Q_{\text{ptp}}(2030) \quad \text{Donc : } Q_{\text{ptp}} = 0.39 - 0.31 = 0,08 \text{ m}^3/\text{s}$$

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

Tableau IV.8. Récapitulatif de dimensionnement traitement secondaire.

Désignations	Unité	2030	2045
Données de base			
Débit moyen journalier $Q_{moy j}$	m^3/j	4866.44	1308.26
Débit moyen horaire $Q_{moy h}$	m^3/h	202.78	54.5
Débit de pointe en temps de pluie Q_{ptp}	m^3/h	1113.26	276.16
Charge polluante à l'entrée du bassin L_o	Kg/j	1053.34	283.18
La charge polluante à la sortie L_f	$KgDBO_5/j$	146	39.25
La charge polluante éliminée L_e	$KgDBO_5/j$	907.34	243.93
Le rendement de l'épuration η_{ep}	%	86.14	86.14
Dimensionnement du bassin d'aération			
Volume du bassin V	m^3	877.78	235.98
Nombre	-	1	1
Hauteur du bassin H	M	4	3
Surface horizontale du bassin Sh	m^2	219.45	78.66
Largeur du bassin B	M	8	6
Longueur du bassin L	M	28	13.5
La masse de boues dans le bassin X_t	Kg	3511.13	943.93
Concentration de boues dans le bassin $[X_a]$	Kg / m^3	4	4
Temps de séjours T_s en temps sec	h	2.37	2.56
débit de pointe en temps de pluie	h	0.79	0.85
Besoin en oxygène			
Besoins journaliers en oxygène : q_{o_2}	KgO_2/j	912.48	245.31
La quantité d'oxygène horaire $q_{o_2}/24$	KgO_2/h	38	10.22
La quantité d'oxygène nécessaire pour un Kg de DBO_5e		1	1
La quantité d'oxygène nécessaire pour un m^3 du bassin q_{o_2}/m^3	KgO_2/m^3j	1.03	1.03
Besoins en pointe horaire en oxugène q_{o_2pte}	KgO_2/h	48.98	13.17
Calcul de l'aérateur de surface à installer			
Besoin réel de pointe en oxygène	KgO_2/h	72	19.38
Calcul de puissance de l'aération nécessaire E_n	Kw	54.42	14.63
Calcul de nombre d'aérateurs dans le bassin	-	3	3

Tableau IV.8. Suite de tableau Récapitulatif de dimensionnement traitement secondaire

Désignations	Unité	2030	2045
Bilan de boues			
Calcul de la quantité des boues en excès Δx	Kg/j	471.17	126.67
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	49.08	13.19
Débits spécifiques par m ³ de bassin	Kg/m ³ .j	0.54	0.54
Le taux de boues recyclées R	%	71.43	71.43
Le débit des boues recyclées Q_r	m ³ /j	3476.1	934.49
Age des boues A_b	j	7.45	7.47
Caractéristiques du clarificateur			
Forme	circulaire		
Nombre de bassins	-	1	1
Surface horizontale	m ²	556.63	144
Diamètre	m	27	14
Volume	m ³	1669.89	432
Hauteur	m	3.5	3.5
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	4.5

IV.3. 3. La 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)

a. La dose journalière en chlore :

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

$$D_j = Q_{moy,j} \times [Cl] \dots\dots\dots IV .29$$

$$D_j = 4866.44 \times 10 \times 10^{-3} = 48.66 \text{ Kg/j} \quad \quad \quad \mathbf{D_j = 48.66 \text{ Kg/j}}$$

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

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

c. La quantité d'hypochlorite de sodium nécessaire

1 m³ (NaClO) → 152.16Kg de Cl₂

Q_j → 48.66 Kg/j

$$Q_j = 48.66 / 152.16 = \mathbf{0.32 \text{ m}^3 \text{ (NaClO) / j}}$$

d. La quantité annuelle d'hypochlorite de sodium

$$Q_a = Q_j \cdot 365 = 0.32 \times 365 = \mathbf{116.8 \text{ m}^3 \text{ (NaClO) / an}}$$

e. Dimensionnement du bassin de désinfection

Q_{ptp} = 1113.26 m³/h (débit de pointe au temps de pluie) T_s = 30 mn

a-Le volume du bassin

$$V = Q_{\text{pte}} \cdot T_s = 1113.26 \times 30 / 60 = 556.63 \text{ m}^3 \quad \mathbf{V = 556.63 \text{ m}^3}$$

b-La hauteur du bassin :

On fixe H = 3m H = 3 m

c-La surface horizontale

$$S_h = V/H = 556.63 / 3 = 185.54 \text{ m}^2 \quad \mathbf{S_h = 185.54 \text{ m}^2}$$

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

$$\text{Donc } S_h = L \times B = 2 B^2 \text{ donc } B = (S_h/2)^{0.5} = 9.63 \text{ donc on prend } \mathbf{B = 10 \text{ m}}$$

Donc **L = 20 m**

Horizon 2045

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

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

Donc Q_{ptp} = 276.16 m³/h

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

$$Q_{moy j} = 1308.26 \text{ m}^3/\text{j}$$

Avec :

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

Les résultats de calcul sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau IV.9. résultats de calcul du bassin de désinfection

Caractéristiques du bassin de désinfection	Unité	Horizon	
		2030	2045
Dose journalière en chlore	Kg/j	48.66	13.08
La quantité d'hypochlorite nécessaire	m ³ /j	0.32	0.086
La quantité annuelle d'hypochlorite	m ³ /an	116.8	31.19
Volume	m ³	556.63	138.08
Hauteur	m	3	3
Surface horizontale	m ²	185.54	46.03
Longueur	m	20	10
Largeur	m	10	5

IV.3.4. Traitement des boues

Le traitement des boues passe par l'étape suivante :

- Epaissement
- Stabilisation
- déshydratation

Les boues provenant du décanteur primaire et secondaire sont admises dans le même une Filière.

IV.3.4.1. Dimensionnement de l'épaisseur :

Il reçoit les boues issues du décanteur primaire et secondaire. La production journalière des boues est de :

a. Boues issues du décanteur primaire

Boues primaires : $\Delta X_p = DBO_{5e} + MESe$

$$\Delta X_p = 567.18 + 1249.46 = 1816.64 \text{ Kg/j}$$

b. Boues issues du décanteur secondaire

Boues secondaires $\Delta X_s = 471.17 \text{ Kg/j}$ (Représente les boues en excès)

c. la quantité totale journalière des boues sera

$$\Delta X_t = \Delta X_p + \Delta X_s = 1816.64 + 471.17 = 2287.87 \text{ Kg/j}$$

d. Calcul du débit journalier reçu par l'épaississeur :

Le débit des boues reçu par l'épaississeur est la somme entre les deux débits des boues issus de décanteur primaire et secondaire

$$Q_{\text{total}} = Q_{d1} + Q_{d2}$$

Avec Q_{d1}, Q_{d2} sont respectivement les débits issus de décanteur primaire et secondaire

1. Débit arrivant du décanteur primaire :

$$Q_{d1} = \Delta X_p / S_1$$

Avec ΔX_p : Quantité des boues issues du décanteur primaire

S_1 : concentration des boues extrait du décanteur primaire, elle varie dans l'intervalle suivant $S_1 = (20 \div 30) \text{ g/l}$. (DEGREMONT, 2005)

On a $\Delta X_p = 1816.64 \text{ Kg/j}$ et on prend $S_1 = 25 \text{ g/l}$

$$\text{D'où } Q_{d1} = 1816.64 / 25 = 72.67 \text{ m}^3/\text{j}$$

2. Débit arrivant du décanteur secondaire :

$$Q_{d2} = \Delta X_s / S_2$$

ΔX_s : Quantité des boues issues du décanteur secondaire.

S_2 : concentration des boues extrait du décanteur secondaire, elle varie dans l'intervalle suivant $S_2 = (10 \div 30) \text{ g/l}$. (DEGREMONT, 2005)

$$\Delta X_s = 471.17 \text{ Kg/j}, \quad S_2 = 15 \text{ g/l}$$

$$\text{Donc on aura } Q_{d2} = 471.17 / 15 = 31.41 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$\text{Débit total reçu par l'épaississeur sera égal à : } Q_{\text{total}} = 72.67 + 31.41 = 104.08 \text{ m}^3/\text{j}$$

Donc la concentration de mélange sera égal à : $S_m = \Delta X_t / Q_{\text{total}}$

$$S_m = 2287.87 / 104.08 = 21.98 \text{ g/l}$$

e. Dimension de l'épaississeur :**1. Volume de l'épaississeur :**

$$V = Q_{\text{total}} \times t_s$$

t_s varie de (1 à 15) j (GHOURI Farid, 2011)

$$\text{On prend } t_s = 3 \text{ j} \quad \text{Donc } V = 104.08 \times 3 = 312.24 \text{ m}^3$$

2. Surface horizontale de l'épaississeur :

$$S_h = V/H$$

On prend $H = 3\text{ m}$ Donc $S_h = 312.24/3 = 104.08\text{ m}^2$

L'épaississeur est de forme circulaire

3. Diamètre de l'épaississeur :

$$D = \sqrt{\frac{4S_h}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 104.08}{\pi}} = 11.51\text{ m} \text{ donc on prend un diamètre de } \mathbf{D = 12\text{ m}}$$

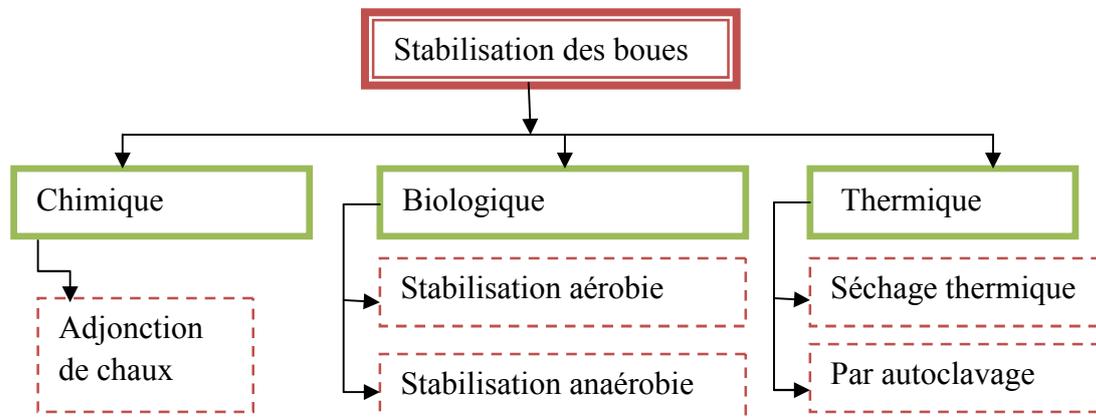
4. Calcul du débit des boues épaissies

La concentration des boues après épaississement par décantation est de l'ordre de 80 à 100 g/l. on prend : $C_B = 90\text{ g/l}$.

$$Q_d = DXt / 90 = 2287.87/90 = 25.42\text{ m}^3/\text{j}.$$

IV.3.4.2. Stabilisation des boues :

La stabilisation a pour but de réduire le pouvoir fermentescibles des matières organiques contenues dans les boues donc réduire le dégagement des mauvaises odeurs. Elle peut s'opérer par voie chimique, thermique, biologique.



On opte pour le choix de voie biologique pour le simple raison d'économie

a .Stabilisation biologique :

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.

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

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

(ABDELLI Mohammed, 2011)

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...).

Comparaisons entre les deux techniques de stabilisation biologique

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. (ABDELLI Mohammed, 2011)

De cette comparaison, on préfère la digestion anaérobie.

b .Dimensionnement du digesteur :

Dans le but de diminuer le volume des boues et augmenter leurs quantités, les boues épaissies arrivent au digesteur avec une concentration de 80 g/l

1. Le débit des boues arrivant au digesteur

$$Q_d = \Delta X t / 80 = 2287.87 / 80 = 28.60 \text{ m}^3 / \text{j}$$

2. Le temps de séjour du digesteur :

$$T_s = 175 \times 10^{(-0.03.t)} \dots\dots\dots \text{IV.30}$$

Avec $t = 35^\circ\text{C}$ donc $T_s = 15.6$ jours

3. Le volume du digesteur :

$$V_d = Q_d \times T_s = 28.6 \times 15.6 = 446.16 \text{ m}^3$$

4. La surface horizontale de digesteur :

On prend $H = 4$ m

$$\text{Donc } S_h = V_d / H = 446.16 / 4 = 111.5 \text{ m}^2$$

5. Le diamètre du digesteur :

$$D = \sqrt{\frac{4S_h}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 111.5}{\pi}} = 11.92 \text{ m} \text{ on prend } D_d = 12 \text{ m}$$

6. La quantité de matières sèches des boues fraîches F_g :

$$F_g = Q_{BE} \cdot F_s \cdot K_s \dots\dots\dots \text{IV.31}$$

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 $F_s = 3 \text{ à } 4\%$ on prend 4%

$$\text{Donc : } F_g = 28.6 \times 1 \times 0.04 = 1.144 \text{ tonne /j}$$

7. La quantité de matière organique dans la boue fraîche F_o :

Elle présente 60% de la quantité des matières sèches des boues fraîches

$$F_o = 0.6 \times F_g = 0.6 \times 1.144 = 0.69 \text{ tonne /j}$$

8. La quantité du gaz produite Q_{gaz} :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_{\text{gaz}} = 138 (t)^{0.5} \cdot F_o = 138 (35)^{0.5} \times 0.69 = 563.33 \text{ m}^3/\text{j}$$

La quantité moyenne du gaz :

On prendra 75% du gaz théorique

$$Q'_{\text{gaz}} = 0.75 \times Q_{\text{gaz}} = 0.75 \times 563.33 = 422.50 \text{ m}^3/\text{j}$$

La quantité du méthane (CH_4):

$$Q_{\text{CH}_4} = (0.6 \text{ à } 0.65) Q'_{\text{gaz}} \text{ on prend } Q_{\text{CH}_4} = 0.65 Q'_{\text{gaz}}$$

$$Q_{\text{CH}_4} = 0.65 \times 422.50 = 274.63 \text{ m}^3/\text{j}$$

La quantité du gaz carbonique CO_2 :

$$Q_{\text{CO}_2} = (0.3 \text{ à } 0.35) Q'_{\text{gaz}} \text{ on prend } Q_{\text{CO}_2} = 0.3 Q'_{\text{gaz}}$$

$$Q_{\text{CO}_2} = 0.3 \times 422.50 = 126.75 \text{ m}^3/\text{j}$$

La quantité restante de gaz :

Les 5% sont constituées par l'autre gaz (NH₂, H₂...)

$$Q_{\text{rest}} = 0.05Q'_{\text{gaz}} = 0.05 \times 422.50 = \mathbf{21.12 \text{ m}^3/\text{j}}$$

9. La quantité minérale dans la boue :

$$F_m = F_g - F_o = 1.144 - 0.69 = \mathbf{0.454 \text{ tonne/j}}$$

La quantité de boues digérées :

Elle est donnée par l'expression suivante (Q_r)

$$Q_r = F_g f \left(\frac{1}{d_g f_g} + \frac{1}{d_{ff}} + \frac{1}{d_f} \right) \dots \dots \dots \text{IV.32}$$

(OLIVIER ALEXANDRE, 1998)

Avec:

- fg : teneur en matière solide dans la boue digérée fg = 10%
- dff : poids spécifique de la matière sèche de la boue digérée dff = 2 T/m³
- dg: poids spécifique de l'eau en excès dans le digesteur dg = 1 T/ m³

$$F_g f = F_m + F_o (1 - 0.138 t^{0.5}) = 0.454 + 0.69 \times (1 - 0.138 \times 35^{0.5})$$

$$F_g f = 0.58 \text{ T/j}$$

$$Q_r = 0.58 \left(\frac{1}{0.1} + \frac{1}{2} + \frac{1}{1} \right) = \mathbf{6.67 \text{ m}^3/\text{j}}$$

IV.3.4.3. Dimensionnement des lits de séchage :

Généralement il est composé d'une couche supérieure de sable de 10cm (calibre 0.5 à 1.5mm) d'une couche intermédiaire de gravier fin (calibre 5 à 15mm) et d'une couche inférieure de gros graviers (calibre 10 à 4mm) reposant sur le sol imperméable et soigneusement nivelé, des drains (en ciment ou en plastique) sont disposés avec une légère pente dans la couche de base.

Les boues épandues liquéfiées sur une partie par de l'eau (jusqu'à 80%) par drainage à travers le sable. Un séchage atmosphérique par évaporation se produit ensuite et termine la déshydratation des boues.

Le dimensionnement de cet ouvrage se fait par la quantité de boues refoulées vers l'épaisseur qui est égale à 2287.87Kg/j

a. Le volume d'un lit :

e : l'épaisseur maximale des boues qui est comprise entre 20 à 30 cm

(Claude Cardot ,2006)

On prend : e =30 cm

La longueur L = (20 à 30) m

On prend : $L = 30 \text{ m}$, $H = 1$ et $B = 10 \text{ m}$ donc $V = 10 \times 30 \times 0.3 = 90 \text{ m}^3$

La concentration de boues activées épaissies est de 20 à 50 g/l (J.P.Becharc et al, 1987)

En prenant une concentration de 50 g/l le volume journalier des boues épandues sera :

$$V_e = 2287.87/50 = 45.76 \text{ m}^3/\text{j}$$

b. Volume des boues épandues par lit et par an :

On admet que le lit sert 15 fois par an donc :

$$V_a = 10 \times V = 15 \times 90 = 1350 \text{ m}^3$$

C .Volume de boue à sécher par an :

$$V_{an} = 45.76 \times 365 = 16702.4 \text{ m}^3/\text{an}$$

d. Nombre de lits nécessaires :

$$N = V_{an} / V_a = 16702.4 / 1350 \qquad N = 13 \text{ lits}$$

La surface totale des lits de séchage sera : $S_T = L \times B \times N = 30 \times 10 \times 13 = 3900 \text{ m}^2$

Horizon 2045

Les résultats de calcul de l'horizon 2045 sont représentés dans le tableau suivant

Tableau IV.10. Récapitulatif de traitement des boues

Désignations	unité	2030	2045
Dimensionnement de l'épaisseur			
Boues issues du décanteur primaire	kg/j	1816.64	488.37
Boues issues du décanteur secondaire	kg/j	471.17	126.67
Boues total	kg/j	2287.87	615.04
Débit des boues primaire	m ³ /j	72.67	19.53
Débit des boues secondaire	m ³ /j	31.41	8.44
Le débit total	m ³ /j	104.08	27.97
Concentration du mélange	g/l	21.98	21.98
Hauteur	m	3	3
Surface horizontale	m ²	104.08	27.97
Volume	m ³	312.24	83.91
Diamètre	m	12	6
Le digesteur			
Le débit des boues arrivant au digesteur	m ³ /j	28.6	7.69
Temps de séjours	j	15.6	15.6
Surface horizontale	m ²	111.5	30
Volume	m ³	446.16	120
Diamètre	m	12	7
La quantité de matières sèches des boues fraîches Fg:	tonne /j	1.114	0.31
La quantité de matière organique dans la boue fraîche Fo	tonne /j	0.69	0.19
La quantité du gaz produite Qgaz	m ³ /j	563.33	155.12
La quantité moyenne du gaz	m ³ /j	422.50	116.34
La quantité du méthane (CH4):	m ³ /j	274.63	75.62
La quantité du gaz carbonique CO ₂	m ³ /j	126.75	34.9
La quantité restante de gaz :	m ³ /j	21.12	5.82
La quantité minérale dans les boues	tonne /j	0.454	0.12
La quantité de boues digérées	m ³ /j	6.67	1.73
Lit de séchage			
Le volume de boues épandues sur chaque lit	m ³	90	90
Le volume des boues à extraire / j	m ³ /j	45.76	12.30
Volume des boues épandues par lit et par an	m ³	1350	1350
Volume des boues à sécher par an	m ³	16702.4	4489.5
Nombre de lits nécessaire	-	13	4
Surface nécessaire	m ²	3900	1200

IV.4. Variante à faible charge en bassin unique :

Les ouvrages de prétraitement sont indépendants de la charge de pollution à l'entrée de la station, donc leur dimensionnement reste identique à celui du procédé du système à boues activées à moyenne charge.

Il s'agit des ouvrages suivants:

- Le dégrilleur
- Le déssableur-déshuileur.

Le traitement biologique par boues activées à faible charge aboutit à la formation d'une boue stable non fermentescible en admettant l'eau brute simplement dégrossie (sans décantation primaire c.à.d. le décanteur primaire sera supprimé dans le traitement à faible charge.)

Les paramètres du procédé à boues activées à faible charge sont :

La charge massique (Cm) :

$$0.1 < C_m < 0.2 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS j} \quad (\text{Office international de l'eau, 2005})$$

La charge volumique (Cv) ::

$$0.3 < C_v < 0.6 \text{ Kg DBO}_5/ \text{m}^3\text{j} \quad (\text{Office international de l'eau, 2005})$$

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

$$C_m = 0.15 \text{ Kg DBO}_5/ \text{Kg MVS j}$$

$$C_v = 0.45 \text{ Kg DBO}_5/ \text{m}^3/ \text{j}$$

Horizon 2030

IV.4.1. Dimensionnement du bassin d'aération :

a. Dimension de bassin d'aération

1. Le volume des bassins correspondants est de :

$$V_a = L_0 / C_v$$

C_v : Charge volumique (kg DBO/m³.j)

L_0 : charge polluante (kg DBO/j) = 1620.52 kg DBO/j

Donc : $V = L_0 / C_v = 1620.52 / 0.45 = 3601.16 \text{ m}^3$

On prend $V = 3601.16 \text{ m}^3$

3. Surface horizontale du bassin :

La profondeur est prise généralement entre 3 et 5m donc on prend : $H = 4$

$$S_h = V / H = 3601.16 / 4 = 900.29 \text{ m}^2$$

On adoptera Deux bassins d'aération de surface unitaire de **450.145 m²**

Donc le bassin d'aération a les dimensions planes suivantes :

On prend : $L = 2B$; $Sh = 2B^2$, alors : $B = (Sh / 2)^{0.5}$

$Sh = L \times B$ donc $Sh = 2B^2$, alors $B = (Sh / 2)^{0.5} = 15$ m donc on prend $B = 15$ m

D'où $L = 30$ m

Les dimensions de chaque bassin sont :

$L = 30$ m, $l = 15$ m, $H = 4$ m

4. La masse totale de boues dans les deux bassins :

$$Cm = \frac{L_0}{X_t} \text{ Donc } X_t = L_0 / Cm = 1620.52 / 0.15 = 10803.47 \text{ kg /j}$$

5. Calcul du temps de séjour :

Pour le débit moyen horaire $T_s = V / Q_{moy} = 1800.58 / 202.78 = 8.88$ h

Pour le débit de pointe par temps sec $T_s = V / Q_{ps} = 1800.58 / 371.09 = 4.85$ h

Pour le débit de pointe par temps de pluie. $T_s = V / Q_{ptp} = 1800.58 / 1113.26 = 1.62$ h

b. Qualité de l'effluent :

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

D'où :

$$L_f = 30 \times 10^{-3} \times 4866.44 = \mathbf{146 \text{ kg/j}}$$

$$L_e = L_0 - L_f = 1620.52 - 146 = \mathbf{1474.52 \text{ Kg/j}}$$

Donc le rendement d'élimination est de

$$\eta_{ep} = (L_0 - L_f) / L_0 = \mathbf{1474.52 / 1620.52 = 91\%}$$

c. Bilan des boues :

1. Calcul de la quantité des boues en excès :

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

$$X = X_{min} + X_{dur} + c_m L_e - b X_t - X_{eff}$$

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 $0,53 < a_m < 0,65$
- 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 dessableur est 1922.25Kg/j

$$X_{min} = 0.3 \times \text{MES} = 0.3 \times 1922.25 = 576.68 \text{ Kg/j}$$

$$X_{dur} = 0.3 \text{MVS} = 0.3 \times 0.7 \times \text{MES} = 403.67 \text{ Kg /j}$$

$$\text{On prend } a_m = 0.6 \text{ donc } a_m L_e = 0.6 \times 1474.52 = 884.71 \text{ Kg/j}$$

$$bX_t = 0.077 \times 10803.47 = 831.87 \text{ kg/j}$$

$$X_{eff} = 30 \text{mg/l} = 0.03 \times 4866.44 = 146$$

$$X = 576.68 + 403.67 + 884.712 - 831.87 - 146 = 887.19 \text{ kg/j}$$

$$\mathbf{X = 887.19 \text{ kg/j}}$$

2. 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) . (Houli, 2014)

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 $X_m=9.6 \text{ Kg/m}^3$

3. 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 $Q_{excès} = 92.42 \text{ m}^3/\text{j}$

4. Le débit spécifique par m3de bassin :

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

V : Volume de bassin

Donc : $q_{sp} = 887.19 / 3601.16 = 0.25 \text{ Kg/m}^3.\text{j}$ d'où $q_{sp}=0.25 \text{ Kg/m}^3.\text{j}$

5. Le débit des boues recyclées :

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 : $R = \frac{100 \times 3}{\frac{1200}{125} - 3} = 45.45 \%$ donc $R = 45.45 \%$

6. Le débit des boues recyclées :

$$Q_r = R Q_j$$

$Q_r = 45.45 \% \times 4866.44 = 2211.8 \text{ m}^3/\text{j}$ donc $Q_r = 2211.8 \text{ m}^3/\text{j}$

7. 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.4 on a : $\theta = \frac{X_t}{X} = \frac{X_a \times V}{X} = \frac{1080347}{88719} = 12.18 \text{ jours}$

d. Bilan de l'azote

1)- La masse d'azote journalière à nitrifier (N_{nit}) :

La masse d'azote journalière à nitrifier est donnée par la formule suivante :

$$N_{nit} = N_{K_{entrée}} - N_{opr} - N_{osr} - N_{ass} - NH_{4rejet} \dots \dots \dots \text{IV.33}$$

Avec :

N_{nit} : La masse d'azote journalière à nitrifier en (Kg/j).

$NK_{entrée}$: La masse d'azote kjeldahl dans l'effluent en (Kg/j).

N_{opr} : La masse d'azote organique particulaire réfractaire (piégée dans les boues) en (Kg/j).

N_{osr} : La masse d'azote organique soluble réfractaire (rejetée) en (Kg/j).

N_{ass} : La masse d'azote assimilée essentiellement par les bactéries du carbone en (Kg/j).

NH_{4rejet} : La masse d'azote ammoniacal rejetée avec l'eau épurée en (Kg/j).

Tel que :

✓ $NK_{entre} = 403.91 \text{ Kg /j}$

✓ $N_{opr} = 2\% NK_{entrée} = 8.08 \text{ Kg /j}$

✓ $N_{osr} = 2\% NK_{entrée} = 8.08 \text{ Kg /j}$

✓ $N_{ass} = 0.05 \times L_e$ (5% de la DBO_5 éliminée par l'aérateur) = 73.73 Kg/j

✓ $NH_{4rejet} = [NH_{4.résiduel}] \times 10^{-3} \times Q_{m.j}$, (avec $[NH_{4.résiduel}] = 1 \text{ mg/l}$) = 4.87 Kg /j

Donc

$$N_{nit} = 309.15 \text{ Kg /j}$$

2. La vitesse de nitrification en bassin unique (V_{nit}) :

Elle est donnée par la relation suivante:

$$V_{nit} = 0.116 \times 1.06^{T-20} \times C_{VN} \dots\dots\dots \text{IV.34 (Gaëlle Deronzier et al,2001)}$$

Avec :

- V_{nit} : Vitesse de nitrification en (mg N/l.h).
- T : Température en ($^{\circ}\text{C}$) = 17.15 $^{\circ}\text{C}$.
- $C_{v.N}$: Charge volumique en $NK_{entrée}$, en (g N/ m^3 bassin d'aération. j).

On a $C_{VN} = \frac{CNK}{V} = \frac{40391}{360116} \times 10^3 = 112.16 \text{ g N/m}^3 \text{ bassin d'aération. j}$

D'où $V_{nit} = 11.02 \text{ mg N/l.h}$

3. La vitesse de dénitrification en bassin unique ($V_{dénit}$) :

Elle est donnée par la relation suivante:

$$V_{dénit} = 0.0072 \times 1.06^{T-20} \times C_{VD\text{CO}} \dots\dots\dots \text{IV.35 (Gaëlle Deronzier et al,2001)}$$

Avec :

- $V_{dénit}$: vitesse de dénitrification en (mg N- NO_3 /l.h).
- $C_{v.DCO}$: Charge volumique en DCO totale en (gDCO totale/ m^3 bassin d'aération. j).

Tel que : $C_{VD\text{CO}} = \frac{CD\text{CO}}{V}$

- C_{DCO} : Charge moyenne journalière en DCO (Kg/j).
- V : Volume du bassin d'aération en (m^3).

$$C_{VDCO} = \frac{CDCO}{V} = \frac{324592}{360116} \times 10^3 = 901.35 \text{ gDCO totale/m}^3 \text{ bassin d'aération. j}$$

$$V_{deni} = 5.5 \text{ mg N-NO}_3/\text{l.h}$$

4. La durée journalière cumulée de présence d'oxygène nécessaire à la nitrification :

Elle est obtenue selon l'expression suivante :

$$\text{Durée O}_2 \text{ mini} = (N_{nit} \times 1000) / (V_{nit} \times V) \dots\dots\dots \text{IV.36 (Gaëlle Deronzier et al,2001)}$$

Avec :

- Durée O₂ mini : Durée journalière cumulée de présence d'oxygène nécessaire à la nitrification en (h/j).
- N_{nit} : La masse d'azote journalière à nitrifier en (Kg/j).
- V_{nit} : Vitesse de nitrification en (mg N/l.h).
- V : Volume du bassin d'aération en (m³).

$$\text{O}_2 = 7.79 \text{ h/j}$$

5. La durée journalière cumulée d'anoxie nécessaire à la dénitrification dans le bassin d'aération (t_{anox}) :

La durée d'anoxie est égale aux 24h de la journée moins temps d'aération (ou la durée nécessaire à la nitrification), moins temps de consommation O₂ dissous.

Pour le temps de consommation d'oxygène dissous est recommandée pour 2,5 h /24 h.

Donc :

$$t_{anox} = 24 - \text{Durée O}_2 \text{ mini} - 2,5 \dots\dots\dots \text{IV.37 (Gaëlle Deronzier et al,2001)}$$

$$\text{Tannoxie} = 13.71 \text{ h/j}$$

6. La masse d'azote nitrique rejetée (N-NO₃ rejet) :

$$\text{N-NO}_3 \text{ rejet} = [\text{N-NO}_3 \text{ rejet}] \times 10^{-3} \times Q_{m,j} \dots\dots\dots \text{IV.38 (Kg/j)}$$

(Gaëlle Deronzier et al,2001)

Avec:

- [N-NO₃ rejet]: La concentration d'azote nitrique rejeté en (Kg/j). On a : [N-NO₃ rejet] = 5 mg/l.(norme oms)
- Q_{m,j} : Débit moyen journalier en (m³/j).

$$\text{N-NO}_3 \text{ rejet} = 5 \times 10^{-3} \times 4866.44 = 24.33 \text{ Kg/j}$$

7. La masse d'azote dénitrifiée dans le bassin d'aération (NO₃ BA):

$$\text{NO}_3 \text{ BA} = V_{denit} \times V \times 10^{-3} \times t_{anox} \dots\dots\dots \text{IV.39 (Kg/j) (Gaëlle Deronzier et al,2001)}$$

- V_{denit}: La vitesse de dénitrification dans le bassin d'aération en (mg N-NO₃/l.h).
- V : volume de bassin d'aération en (m³).
- t_{anox}: Durée journalière d'anoxie en (h/j).

$$\text{NO}_3 \text{ BA} = 271.56 \text{ Kg/j}$$

8 .La masse totale d'azote dénitrifié ($\text{NO}_{3,\text{nit}}$) :

Masse totale d'azote dénitrifié : masse d'azote dénitrifiée dans le bassin d'aération à l'arrêt des aérateurs + masse d'azote nitrique rejetée. (Gaëlle Deronzier et al,2001)

$$\text{NO}_{3,\text{dénit}} = \text{NO}_{3\text{ BA}} + \text{N-NO}_{3\text{ rejet}} \dots \dots \dots \text{IV.40} \quad (\text{Kg/j})$$

$$\text{NO}_{3,\text{dénit}} = 271.56 + 24.33 = 295.89$$

$$\text{NO}_{3,\text{nit}} = 295.89 \quad (\text{Kg/j})$$

9. Le rendement d'élimination de l'azote ($\eta_{\text{élim.N}}$):

$$\text{elimN} = \frac{\text{NC}_{3,\text{nit}}}{\text{NK}_{\text{entre}}} \times 100 \dots \dots \dots \text{IV.41}$$

$$\text{Donc } \text{elimN} = 73.26\%$$

e. Besoins en oxygène

1. Les besoins journaliers en oxygène (q_{O_2}) :

Les besoins d'oxygène sont donnés par la relation suivante

$$q_{\text{O}_2} = \text{DO}_{\text{MO}} + \text{DO}_{\text{Nit}} + \text{DO}_{\text{endog}} - \text{AO}_{\text{dénit}} \dots \dots \dots \text{IV.42}$$

Avec :

DO_{MO} représente Les besoins à l'oxydation de la matière organique :

On considère que la demande en oxygène nécessaire à l'oxydation de la matière organique représente 66% de la DBO éliminée. Le besoin en oxygène est donnée par :

$$\text{DO}_{\text{MO}} = \alpha \times L_e$$

Avec :

- ✓ DO_{MO} : La demande journalière en oxygène correspondant au traitement de la matière organique en ($\text{Kg O}_2/\text{j}$) ;
- ✓ α : Coefficient de consommation de l'oxygène lors de l'oxydation de la DBO5
- ✓ L_e : La charge en DBO₅ éliminée en (Kg/j).

DO_{Nit} représente Les besoins à la nitrification :

Pour l'oxydation d'1 g d'azote ammoniacal, il est nécessaire d'apporter 4.2 g d'oxygène.

$$\text{Donc on aura :} \quad \text{DO}_{\text{Nit}} = 4.2 \times \text{N}_{\text{nit}}$$

Avec :

- DO_{nit} : La demande journalière en oxygène correspondant à la nitrification en ($\text{Kg O}_2/\text{j}$) ;
- N_{nit} : La masse d'azote journalière à nitrifier en (Kg/j).

DO_{endog} représente Les besoins à l'auto-oxydation des boues (respiration endogène) :

$$\text{DO}_{\text{endog}} = b' \times X_t$$

Avec :

- ✓ DO_{endog} : La demande journalière en oxygène pour la respiration endogène des boues en ($\text{Kg O}_2/\text{j}$) ;
- ✓ b' : Coefficient d'endogène ($\text{Kg O}_2/\text{Kg MVS}$) : 0.07
- ✓ X_t : Masse totale des boues dans l'aérateur en (Kg).

$AO_{\text{dénit}}$ représente La restitution d'oxygène par dénitrification :

La dénitrification donnant lieu à une oxydation de matière organique peut être considérée comme équivalente à une rétrocession de 2.85 g d'oxygène par 1g d'azote nitrique dénitrifié. L'apport journalier d'oxygène rétrocedé par la dénitrification s'écrit :

$$AO_{\text{dénit}} = 2.85 \times N_{\text{dénit}}$$

Avec :

- ✓ $AO_{\text{dénit}}$: L'apport journalier d'oxygène rétrocedé par la dénitrification en ($\text{Kg O}_2/\text{j}$).
- ✓ $N_{\text{dénit}}$: La masse d'azote journalière à dénitrifier en (Kg/j).

Donc, les besoins journaliers en oxygène peuvent exprimer par la relation suivante :

$$q_{O_2} = DO_{MO} + DO_{Nit} + DO_{\text{endog}} - AO_{\text{dénit}}$$

$$q_{O_2} = a L_e + 4.2 N_{\text{nit}} + b' X_t - 2.85 N_{\text{dénit}}$$

$$q_{O_2} = 0.66 \times 1474.52 + 4.2 \times 309.15 + 0.07 \times 10803.47 - 2.85 \times 295.89 = 2420.20 \text{ Kg O}_2/\text{j}$$

$$q_{O_2} = 2420.20 \text{ Kg O}_2/\text{j}$$

2. Les besoins horaires en oxygène ($q_{O_2/h}$) :

$$q_{O_2/h} = q_{O_2} / 24$$

$$q_{O_2/h} = 2420.20 / 24 = 100.84 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

3. Les besoins de pointe en oxygène ($q_{O_2,p}$) :

Le débit d'oxygène nécessaire à la pointe est calculé pour le temps le plus chargé pour la station d'épuration qui est considéré à 16h de la journée.

$$q_{O_2,p} = q_{O_2} / 16$$

$$q_{O_2,p} = 2420.20 / 16 = 151.26 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

4. Les besoins horaires en oxygène pour la nitrification ($q_{O_2/h,nit}$) :

$$q_{O_2/h,nit} = q_{O_2} / \text{Durée O}_2 \text{ mini}$$

$$q_{O_2/h,nit} = 2420.20 / 7.79 = 310.68 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

f. Les caractéristiques de l'aérateur

Plusieurs systèmes d'aération existent au niveau du marché. Pour notre projet en fait le choix des aérateurs de surface qui présentent des avantages, telles que :

- Jouent un double rôle, l'aération et le brassage au même temps.
- Faible Coût d'investissement.
- La facilité d'exploitation et de maintenance.
- Bonne efficacité de transfert d'oxygène.

Capacité totale d'oxygène transféré (N_0) :

Elle est déterminée par la formule d'HORMANIK :

$$N_0 = (1.98 \times 10^{-3} \times P_a) + 1$$

Avec :

- P_a : Puissance par m^2 du bassin tel que $P_a = (70 \div 80) \text{ w/m}^2$
- On prend $P_a = 80 \text{ w/m}^2$.
- N_0 : capacité totale d'oxygène transféré par unité de puissance dans les conditions standards.

$$N_0 = 1.98 \times 10^{-3} \times 80 + 1 \Rightarrow N_0 = 1.16 \text{ kg O}_2 / \text{KWh}$$

2. quantité d'oxygène par unité de puissance (N) :

La quantité d'oxygène par unité de puissance est donnée par la formule suivant :

$$N = N_0 \times \left(\frac{\beta \times C_S - C_L}{C_S} \right) \times \alpha \times E^{(T-20)}$$

Avec :

- C_L : Concentration en oxygène dissout dans la masse liquide à $t=25^\circ\text{C}$, $C_L = (1,5 \div 2) \text{ mg/l}$. On prend $C_L = 1.5 \text{ mg/l}$.
- C_S : Concentration de saturation en oxygène à la surface à 20°C . $C_S = 9.2 \text{ mg/l}$ pour les aérateurs de surface .
- β : Coefficient relatif à la présence de produits tensio-actifs

$$\beta = \frac{C_S (\text{eau usée})}{C_S (\text{eau épurée})} \quad \beta : \text{est de l'ordre de } 0,95$$
- α : Facteur de correction qui relie le transfert d'oxygène à la surface de l'eau usée
 $0,8 \leq \alpha \leq 0,95$ On prend $\alpha = 0.9$
- E : coefficient de température, $E = 1.02$

$$\text{Donc : } N = 0.9 \text{ Kg O}_2 / \text{KWh}$$

3. La puissance d'aération nécessaire ($P_{a,n}$) :

Cette puissance est donnée par :

$$P_{a,n} = \frac{q_{o2,p} N}{N}$$

Avec :

- $P_{a,n}$: Puissance d'aération nécessaire en (KW).
- $q_{o2,p}$: besoins de pointe en oxygène en (Kg O₂/h).
- N : quantité d'oxygène par unité de puissance en (Kg O₂/KWh).

$$P_{a,n} = 151.26 / 0.9 = 168.07 \text{ Kw}$$

4. La puissance de brassage (P_b) :

La puissance de brassage est donnée par la relation suivante :

$$P_b = P_a \times S_h$$

Avec :

- P_b : Puissance de brassage en (KW).
- P_a : Puissance par m^2 du bassin tel que $P_a = (70 \div 80) \text{ w/m}^2$.
On prend $P_a = 80 \text{ w/m}^2$.
- S_h : Surface horizontale du bassin (m^2).

$$P_b = 80 \times 900.29 \times 10^{-3} = 72.02 \text{ Kw}$$

5. Le nombre d'aérateurs dans un bassin (N) :

Le brassage et l'aération seront assurés par un nombre d'aérateur (N) de surface à axe vertical déterminé par la formule suivante :

$$N_{a\acute{e}r} = \frac{F_{an}}{F_b}$$

$$N = 168.07 / 72.02 = 2.33$$

Donc on prend $N_a = 3$ aérateur

IV.4.2. Dimensionnement du clarificateur :

Le volume de clarificateur :

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

Le temps de séjours varie entre 1.5 à 2.5 h.

Le débit de pointe à temps de pluie $Q_{ptp} = 1113.26 \text{ m}^3/\text{h}$.

$$\text{Donc } V = 1113.26 \times 1.5 = 1669.89 \text{ m}^3.$$

a. La surface horizontale de clarificateur :

La profondeur de clarificateur est comprise entre (3÷5) m.

On prend $H=3$ et on prévoit une revanche =0.5 m donc $H_{\text{final}}=3.5\text{m}$.

La surface horizontale de clarificateur sera égale

$$S_h = V/H = 1669.89 / 3 = 556.63 \text{ m}^2 \quad S_h = 556.63 \text{ m}^2$$

On adoptera Deux bassins d'aération de surface unitaire de **278.315 m^2**

b. de clarificateur :

$$D = \sqrt{\frac{4S_h}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 278315}{\pi}} = 18.82 \text{ m} \quad \text{on prend } D = 19\text{m}$$

c. Le temps de séjour

$$T_s = V / Q$$

Au débit de pointe par temps sec

$$T_s = V / Q_{pts} = 1669.89 / 371.09 = 4.5\text{h}$$

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

Au débit de pointe par temps de pluie

$$T_s = V / Q_{\text{ptp}} = 1669.89 / 1113.26 = 1.5 \text{ h}$$

$$t_s = 1.5 \text{ h}$$

Horizon 2045

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

$$Q_{\text{ptp}} = Q_{\text{ptp}}(2045) - Q_{\text{ptp}}(2030) \quad \text{Donc: } Q_{\text{ptp}} = 0.39 - 0.31 = 0.08 \text{ m}^3/\text{s}$$

Avec :

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

Tableau IV.11. Récapitulatif de dimensionnement traitement secondaire a faible charge.

Désignations	Unité	2030	2045
Donné de base			
Débit moyen journalier $Q_{\text{moy j}}$	m^3/j	4866.44	1308.26
Débit moyen horaire $Q_{\text{moy h}}$	m^3/h	202.78	54.5
Débit de pointe en temps de pluie Q_{ptp}	m^3/h	1113.26	276.16
Charge polluante à l'entrée du bassin L_o	Kg/j	1620.52	435.66
La charge polluante à la sortie L_f	KgDBO_5/j	146	39.25
La charge polluante éliminée L_e	KgDBO_5/j	1474.52	396.41
Le rendement de l'épuration η_{ep}	%	91	91
Dimensionnement du bassin d'aération			
Volume du bassin V	m^3	1800.58	968.13
Nombre	-	2	1
Hauteur du bassin H	M	4	4
Surface horizontale du bassin Sh	m^2	450.145	242.03
Largeur du bassin B	M	15	11.5
Longueur du bassin L	M	30	23
La masse de boues dans le bassin X_t	Kg	10803.47	2904.44
Concentration de boues dans le bassin $[X_a]$	Kg / m^3	3	3
Temps de séjours T_s en temps sec	h	4.85	10.51
débit de pointe en temps de pluie	h	1.62	3.50
Bilan de boues			
Calcul de la quantité des boues en excès Δx	Kg/j	887.19	238.51
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	92.42	24.84
Débits spécifiques par m^3 de bassin	$\text{Kg}/\text{m}^3 \cdot \text{j}$	0.25	0.25
Le taux de boues recyclées R	%	45.45	45.45
Le débit des boues recyclées Q_r	m^3/j	2211.8	594.60
Age des boues A_b	j	12.18	12.18
Bilan d'Azote			
La masse d'azote kjeldahl dans l'effluent ($N_{K_{\text{entrée}}}$)	Kg/j	403.91	108.59
La masse d'azote journalière à nitrifier (N_{nit})	Kg/j	309.15	83.12
La vitesse de nitrification en bassin unique (V_{nit})	$\text{mg N}/\text{l.h}$	11.02	11.02
La vitesse de dénitrification en bassin unique ($V_{\text{dénit}}$)	$\text{mg N-NO}_3/\text{l.h}$	5.5	5.5
La durée journalière cumulée de présence d'oxygène nécessaire à la nitrification	h/j	7.79	7.79
La durée journalière cumulée d'anoxie nécessaire à la dénitrification dans le bassin d'aération (t_{anox})	h/j	13.71	13.71
La masse d'azote nitrique rejetée ($N\text{-NO}_3$ rejet)	Kg/j	24.33	6.54
La masse d'azote dénitrifiée dans le bassin d'aération ($\text{NO}_3 \text{ BA}$)	Kg/j	271.56	73
La masse totale d'azote nitrique formée ($\text{NO}_3 \text{ nit}$)	Kg/j	295.89	79.54
Le rendement d'élimination de l'azote ($\eta_{\text{élim.N}}$)	%	73.26	73.26

Tableau IV.11. Récapitulatif de dimensionnement traitement secondaire à faible charge (Suite).

Besoin en oxygène			
Besoins journaliers en oxygène : q_{O_2}	KgO ₂ /j	2420.20	587.34
La quantité d'oxygène horaire $q_{O_2}/24$	KgO ₂ /h	100.84	24.37
La quantité d'oxygène nécessaire pour un Kg de DBO _{5e}	KgO ₂ /Kg DBO ₅	1.64	1.48
La quantité d'oxygène nécessaire pour un m ³ du bassin q_{O_2}/m^3	KgO ₂ /m ³ j	0.67	0.61
Besoins en pointe horaire en oxygène q_{O_2pte}	KgO ₂ /h	151.26	36.71
Calcul de l'aérateur de surface à installer			
Calcul de puissance de l'aération nécessaire E_n	Kw	168.07	40.79
puissance de brassage E_b :	kW	72.02	19.36
Calcul de nombre d'aérateurs dans le bassin	-	2	2
Caractéristiques du clarificateur			
Forme	circulaire		
Nombre de bassins	-	2	1
Surface horizontale	m ²	278.315	144
Diamètre	m	19	14
Volume	m ³	834.945	432
Hauteur	m	3.5	3.5
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	4.5

IV.4. 3.La désinfection :

Les mêmes résultats de calcul pour la variante à faible charge que la variante à moyenne charge, les résultats sont représentés dans le tableau **Tableau IV.9**

IV.4.4.Traitement des boues :

Les boues du traitement par boues activées à faible charge sont fortement minéralisées donc, il n'est pas nécessaire de les traiter dans le stabilisateur. Après épaissement, les boues sont envoyées directement aux lits de séchage.

Horizon 2030 :**IV.4.4.1. Dimensionnement de l'épaisseur :**

Il reçoit les boues issues du clarificateur. La production journalière des boues est de :

1. La quantité totale journalière des boues sera

$$\Delta X_t = \Delta X_c = 887.19 \text{ Kg/j}$$

Calcul du débit journalier reçu par l'épaississeur :

Débit reçu par l'épaississeur est le débit arrivant du clarificateur

$$Q_c = \Delta X / S$$

ΔX_c : Quantité des boues issues du clarificateur.

S : concentration des boues extrait du clarificateur, elle varie dans l'intervalle suivant
S = (10÷30) g/l. (DEGREMONT, 2005)

$$\Delta X_c = 887.19 \text{ Kg/j} \quad , \quad S = 15 \text{ g/l}$$

$$\text{Donc on aura } Q_c = 887.19 / 15 = \mathbf{59.15 \text{ m}^3/\text{j}}$$

2. Volume de l'épaississeur :

$$V = Q_c \times t_s$$

t_s varie de (1 à 15) j (GHOURI Farid, 2011)

$$\text{On prend } t_s = 3 \text{ j} \quad \text{Donc } V = 59.15 \times 3 = \mathbf{177.45 \text{ m}^3}$$

3. Surface horizontale de l'épaississeur :

$$S_h = V / H$$

On prend H = 3m

$$\text{Donc } S_h = 177.45 / 3 = \mathbf{59.15 \text{ m}^2}$$

4. Diamètre de l'épaississeur :

$$D = \sqrt{\frac{4S_h}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 59.15}{\pi}} = 8.68 \text{ m} \text{ donc on prend un diamètre de } \mathbf{D = 9 \text{ m}}$$

5. 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 : $C_B = 90 \text{ g/l}$.

$$Q_d = \Delta X_c / 90 = 887.19 / 90 = \mathbf{9.86 \text{ m}^3/\text{j}}$$

IV.4.4.2. Dimensionnement des lits de séchage :

Généralement il est composé d'une couche supérieure de sable de 10cm (calibre 0,5 à 1,5mm) d'une couche intermédiaire de gravier fin (calibre 5 à 15mm) et d'une couche inférieure de gros graviers (calibre 10 à 4mm) reposant sur le sol imperméable et soigneusement nivelé, des drains (en ciment ou en plastique) sont disposés avec une légère pente dans la couche de base.

Les boues épandues liquéfiées sur une partie par de l'eau (jusqu'à 80%) par drainage à travers le sable. Un séchage atmosphérique par évaporation se produit ensuite et termine la déshydratation des boues.

Le dimensionnement de cet ouvrage se fait par la quantité de boues refoulées vers l'épaisseur qui est égale à 887.19 Kg/j

1. Le volume d'un lit :

e : l'épaisseur maximale des boues qui est comprise entre 20 à 30 cm

(Claude Cardot ,2006)

On prend : e =30 cm

La longueur L = (20 à 30) m

On prend : L = 30 m, H = 1 et B = 10 m

$$V = 10 \times 30 \times 0.3 = 90 \text{ m}^3$$

La concentration de boues activées épaissies est de 20 à 50 g/l

En prenant une concentration de 50 g/l le volume journalier des boues épandues sera :

$$V_e = 887.19 / 50 = 17.74 \text{ m}^3/\text{j}$$

2. Volume des boues épandues par lit et par an :

On admet que le lit sert 15 fois par an donc :

$$V_a = 10 \times V = 15 \times 90 = 1350 \text{ m}^3$$

3. Volume de boue à sécher par an :

$$V_{an} = 17.74 \times 365 = 6475.1 \text{ m}^3/\text{an}$$

4. Nombre de lits nécessaires :

$$N = V_{an} / V_a = 6475.1 / 1350 \quad N = 5 \text{ lits}$$

La surface totale des lits de séchage sera : $S_T = L \times B \times N = 30 \times 10 \times 5 = 1500 \text{ m}^2$

Horizon 2045 :

Même procédés de calcul que l'horizon 2030 les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci suivant

Tableau IV.12. Récapitulatif du traitement des boues à faible charge.

Désignations	unité	2030	2045
Dimensionnement de l'épaisseur			
Boues issues du décanteur secondaire	kg/j	887.19	238.51
Le débit total	m ³ /j	59.15	15.9
Débit des boues épaissies	m ³ /j	9.86	2.65
Hauteur	m	3	3
Surface horizontale	m ²	59.15	20.16
Volume	m ³	177.45	47.7
Diamètre	m	9	5
Lit de séchage			
Le volume de boues épandues sur chaque lit	m ³	90	90
Le volume des boues à extraire / j	m ³ /j	17.74	4.77
Volume des boues épandues par lit et par an	m ³	1350	1350
Volume des boues à sécher par an	m ³	6475.1	1741.05
Nombre de lits nécessaire	-	5	2
Surface nécessaire	m ²	1500	600

Conclusion :

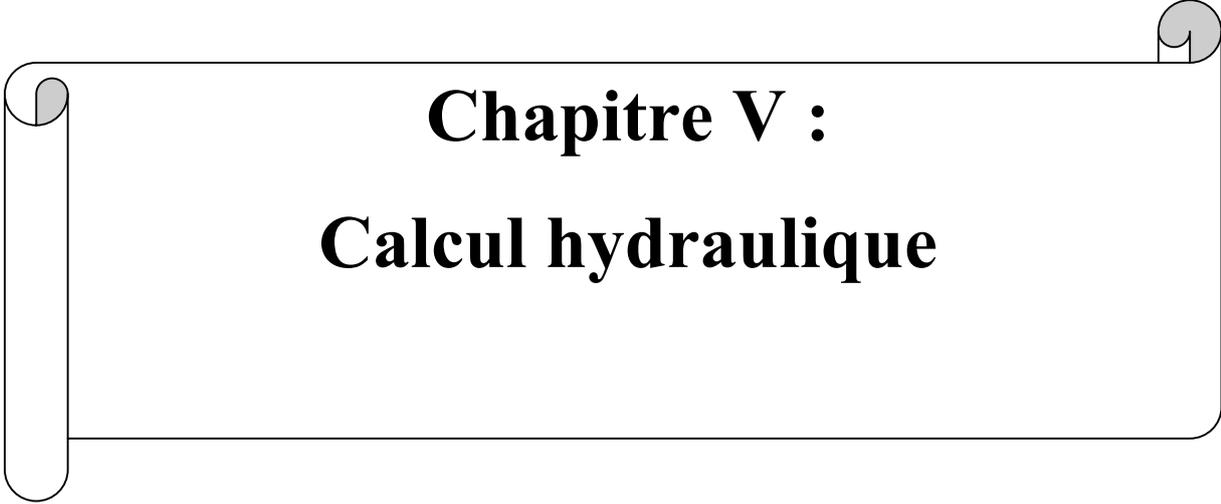
Dans ce chapitre, nous avons arrivé à dimensionné les différents ouvrages de la station d'épuration pour les deux filières de traitement (eaux usées et boues) de la ville de CHELLALET ELADHAOURA wilaya de MEDEA.

Nous avons proposées deux horizons (une à courte terme pour la réalisation de la station d'épuration et l'autre pour l'extension) et aussi nous avons fait le calcul pour deux variantes (faible et moyenne charge)

Le procédé biologique choisi pour traiter les eaux résiduaires est de type « Boues activées à faible charge bassin unique ».

En effet, le procédé boues activées à faible charge qui présente de nombreux avantages à suivi :

- Des rendements d'éliminations dépassants les 91% tandis qu'ils sont de 86% pour la moyenne charge ;
- Possibilité de la nitrification dénitrification dans le bassin d'aération.
- Les boues produites stables ne nécessitent pas un traitement pressé.
- L'admission des eaux prétraitées sans décantation primaire.

A decorative graphic of a scroll with a black outline and a grey shadow on the left side. The scroll is unrolled in the middle, revealing the chapter title.

Chapitre V :
Calcul hydraulique

Chapitre V : calcul hydraulique

Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons procéder au calcul des ouvrages qui assurent la circulation de l'eau d'un bassin à un autre, ces calculs auront pour but le dimensionnement des différentes conduites de rejet, conduite de by-pass, conduite de fuite, conduites reliant les ouvrages ainsi que le déversoir d'orage ainsi que les cotes de radier et les cotes piézométriques des différents ouvrages pour assurer le bon fonctionnement de la station d'épuration de point de vue hydraulique.

V.1.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 des eaux usées, appelées « débit en temps sec ».

Dans notre cas on optera pour un déversoir à seuil frontal.

Le débit de pointe par temps sec : $Q_{pte.s} = 0.129 \text{ m}^3/\text{s}$

Le débit pluvial a été estimé par la D.R.E de wilaya de médéa à $Q_{pl} = 5594 \text{ l/s} = 5.594 \text{ m}^3/\text{s}$

$Q_v = Q_{pte.s} + Q_{pl} = 0.129 + 5.594$ donc $Q_v = 5.723 \text{ m}^3/\text{s}$

a. A l'amont du déversoir :

On calcule le diamètre du collecteur qui véhiculera le débit d'eau total en 2045 :

$$Q_v = 5.723 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 1.8 \%$$

Et d'après l'abaque de Basin [01] (annexe I) :

$$D_e = 1500 \text{ mm (diamètre à l'entrée du déversoir)}$$

$$Q_{ps} = 6.5 \text{ m}^3/\text{s (débit à pleine section)}$$

$$V_{ps} = 3.88 \text{ m/s (vitesse à pleine section)}$$

Et d'après l'abaque de Bazin [02] (annexe II) :

$$r_Q = Q_v/Q_{ps} = 0.88 \text{ (rapport des débits)}$$

$$r_H = H_e/D_e = 0.73 \Rightarrow H_e = 0.73 \times 1500 = 1095 \text{ mm (hauteur de remplissage)}$$

$$r_V = V/V_{ps} = 1.12 \Rightarrow V = 1.12 \times 3.88 = 4.35 \text{ m/s (rapport des vitesses)}$$

b. A l'aval du déversoir :

On a :

$$Q_{pte.p} = 0.387 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 1.8 \%$$

D'après l'abaque de Bazin (01)

$$D_s = 600 \text{ mm}$$

$$Q_{ps} = 0.55 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{ps} = 1.95 \text{ m/s}$$

Et d'après l'autre abaque (02)

$$r_Q = 0.70$$

$$r_H = 0.61 \Rightarrow H_e = 0.61 \times 600 = 366 \text{ mm}$$

$$r_V = 1.07 \Rightarrow V = 1.07 \times 1.95 = 2.09 \text{ m/s}$$

Le débit déversé par le déversoir d'orage est : $Q_d = Q_v - Q_{pte,p} = 5.723 - 0.387$

$$Q_d = 5.336 \text{ m}^3/\text{s}.$$

c. Dimensionnement du déversoir d'orage:

La hauteur d'entrée **$H_e = 1095 \text{ mm}$**

La hauteur de sortie **$H_s = 366 \text{ mm}$**

La lame d'eau déversée $H_d = (H_e - H_s) = (1095 - 366) = 729 \text{ mm}$.

Donc la largeur du seuil déversant sera donnée par la formule de Bazin :

$$Q_{dev} = m \times b \times \sqrt{2g} \times H_a^{3/2} \text{ D'ou}$$

$$b = Q_{dev} / (m \times \sqrt{2g} \times H_a^{3/2}) \dots\dots\dots V.1$$

μ : 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

Nous avons choisi un déversoir de type frontal car nous avons un terrain accidenté

$$b = 3.19 \text{ m}$$

On prend **$b = 3.2 \text{ m}$** .

d. Dimensionnement de la conduite de fuite :

C'est une conduite qui sert à évacuer la partie d'eau de pluie rejetée par le déversoir d'orage vers l'oued.

On impose une pente de 1.8 % car nous avons un terrain accidenté

$$Q_d = 5.336 \text{ m}^3/\text{s}$$

D'après l'abaque de Bazin (01) on aura : $D_d = 1500 \text{ mm}$

$$Q_{ps} = 6.5 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{ps} = 3.88 \text{ m/s}$$

Donc $r_Q = 0.82$ abaque de Bazin (02) on aura :

$$r_h = 0.69 \Rightarrow H_e = 0.69 \times 1500 = 1035 \text{ mm}$$

$$r_v = 1.106 \Rightarrow V = 1.106 \times 3.88 = 4.291 \text{ m/s}$$

e .Dimensionnement de la conduite By-pass :

Cette conduite est appelée à véhiculer un débit de $Q_p = 0.387 \text{ m}^3/\text{s}$ sous une pente de 1.8 % et elle devra intervenir lors d'un danger sur la station, et l'eau est dirigée vers de le milieu récepteur.

$$Q_{pte} = 0.387 \text{ m}^3/\text{s} \text{ et } I = 1.8 \%$$

D'après l'abaque de Bazin (01)

$$D_s = 600 \text{ mm}$$

$$Q_{ps} = 0.55 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{ps} = 1.95 \text{ m/s}$$

Et d'après l'autre abaque (02)

$$r_Q = 0.70$$

$$r_H = 0.61 \Rightarrow H_e = 0.61 \times 600 = 366 \text{ mm}$$

$$r_v = 1.07 \Rightarrow V = 1.07 \times 1.95 = 2.09 \text{ m/s}$$

V.2.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.2.1.Côtes du terrain naturel des ouvrages :

Ces côtes 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	Côtes du terrain naturel (m)
Dégrilleur fin	850.366
Dessableur-deshuilleur	850.160
cuve de distribution	850.013
Bassin d'aération	848.881
Dégazeur	847.980
Clarificateur	847.539
Bassin de désinfection	847.450

V.2.2.Calcul des pertes de charges, diamètres et des longueurs des conduites reliant les ouvrages de la station d'épuration

Pour cela on doit connaître les paramètres suivants :

- Les longueurs des conduites (qui peuvent être déduites du schéma d'implantation donc peuvent être calculées).
- Les diamètres des conduites.
- Le débit qui est connu.
- 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.

a. Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages :

Pour tous nos calculs on utilisera les longueurs équivalentes pour tenir compte des pertes de charges singulières.

$$L_{eq} = 1,15. L_{réelle}$$

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.

Tableau V.2. Longueurs des conduites entre les ouvrages de la Step :

Ouvrages	L réelle (m)
Dégrilleur -Dessableur-deshuilleur	16.92
Dessableur-deshuilleur -cuve de distribution	33.76
cuve de distribution - Bassin d'aération	10.48
Bassin d'aération - dégazeur	8.69
dégazeur - clarificateur	30.48
Clarificateur -Bassin de désinfection	9.47

b.Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages ainsi que les pertes de charges :

Pour relier les différents ouvrages de notre station d'épuration on a opté pour des conduites de nature PEHD, comme matériau qui présente 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 :

$$\Delta H_T = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} = C_{pA} - C_{pB} \dots\dots\dots V.2$$

Avec :

- ✓ K : coefficient de perte de charge.

$$K = 0.001052$$

- ✓ Q : débit en m³/s ; (Q=0,172m³/s).
- ✓ L : longueur de la conduite (m).
- ✓ D : diamètre de la conduite (mm).
- ✓ β : coefficient dépendant du régime d'écoulement, pour un régime turbulent β=1.77
- ✓ m : coefficient dépendant du type de matériau de la conduite : pour PEHD, m=4.774
- ✓ C_{pA} : Côte du plan d'eau au point A(m) .
- ✓ C_{pB} : Côte du plan d'eau au point B(m).

Diamètres

D'après la formule (V.2) le diamètre est donné par cette formule :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{pA} - C_{pB})}}$$

C. Calcul des cotes piézométriques et cotes de radier des différents ouvrages :

On calcule les cotes piézométriques d'après l'équation de Bernoulli donnée par :

$$P_1/W + V_1^2/2g + Z_1 = P_2/W + V_2^2/2g + Z_2 + H_{1-2} \dots\dots\dots V.4.$$

P₁/W et P₂/W : énergies de pression dans les sections (1) et (2).

V₁²/2g et V₂²/2g : énergies cinétiques en (1) et (2).

Z₁ et Z₂ : cotes des points (1) et (2).

H₁₋₂ : pertes de charges dans le tronçon (1-2).

La variation de vitesse est très faible, donc les énergies cinétiques peuvent être éliminées il vient :

$$P_1/W + Z_1 = P_2/W + Z_2 + H_{1-2}$$

Posons: P₁/W = H₁ et P₂/W = H₂ donc :

$$H_1 + Z_1 = H_2 + Z_2 + H_{1-2}$$

C_{p1} = H₁ + Z₁ cote piézométrique au point (1).

C_{p2} = H₂ + Z₂ cote piézométrique au point (2).

1. Dégrilleur -Déssableur-déshuileur (A-B) :

On a :

- Côte du radier du Dégrilleur (A) : 850.366m.
- Hauteur d'eau : 0.8 m.
- D'où : C_{pA}=851.166 m.
- Côte du radier du déssableur-déshuileur(B) : 848.948 m.
- Hauteur d'eau : 2 m.
- D'où : C_{pB}:850.948 m.
- L= 16.92 m.

Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 16.92 * 0.31^{1.77}}{(851.166 - 850.948)}} = 0.383$$

$$D_c = 383 \text{ mm} \quad \text{Donc} \quad D_n = 400 \text{ mm}$$

Cote piézométrique

$$D' \text{ où on aura : } C_{PB'} = C_{PA} - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \quad C_{PB'} = 850.988 \text{ m}$$

2. Conduite déssableur – cuve de distribution (B'-C) :

- $C_{PB'} = 850.988 \text{ m}$.
- Côte du radier de cuve de distribution (C) : 849.314 m.
- Hauteur d'eau : 1 m .
- D' où : $C_{PC} : 850.314 \text{ m}$.
- $L = 33.76 \text{ m}$.

Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA'} - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 33.76 * 0.31^{1.77}}{(850.988 - 850.314)}} = 0.350$$

$$D_c = 350 \text{ mm} \quad \text{Donc} \quad D_n = 400 \text{ mm}$$

Cote piézométrique

$$D' \text{ où on aura : } C_{PC'} = C_{PB'} - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \quad C_{PC'} = 850.633 \text{ m}$$

3. Conduite cuve de distribution -bassin d'aération (C'-D) :

- $C_{PC'} = 850.633 \text{ m}$.
- Côte du radier du bassin D'aération (D) : 846.304 m.
- Hauteur d'eau : 4 m.
- D' où : $C_{PD} : 850.304 \text{ m}$.
- $L = 10.48 \text{ m}$.

Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PC'} - C_{PD})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 10.48 * 0.155^{1.77}}{(850.633 - 850.304)}} = 0.246 \text{ m}$$

$$D_c = 246 \text{ mm} \quad \text{Donc} \quad D_n = 250 \text{ mm}$$

Cote piézométrique

$$D' \text{ où on aura : } C_{PD'} = C_{PC'} - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \quad C_{PD'} = 850.328 \text{ m}$$

4 .Conduite bassin d'aération -dégazeur (D'-E)

- $C_{PD'} = 850.328 \text{ m}$.
- Côte du radier du dégazeur (E) : 847.5 m.
- Hauteur d'eau : 2 m.

- D'où : C_{pE} : 849.5 m.
- $L=8.69$ m.

Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{pD'} - C_{pE})}} \Rightarrow D = 4.774 \sqrt{\frac{0.001052 * 8.69 * 0.155^{1.77}}{(850.328 - 849.5)}} = 0.195$$

$$D_c = 195 \text{ mm} \quad \text{Donc} \quad D_n = 200 \text{ mm}$$

Cote piézométrique

$$D'où \text{ on aura : } C_{pE'} = C_{pD'} - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \quad C_{pE'} = 849.59 \text{ m}$$

5. Conduite dégazeur -clarificateur (E'-F) :

- $C_{pE'} = 849.59$ m.
- Côte du radier du clarificateur (F) : 846 m.
- Hauteur d'eau : 3 m.
- D'où : C_{pF} : 849 m.
- $L=30.48$ m.

Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{pE'} - C_{pF})}} \Rightarrow D = 4.774 \sqrt{\frac{0.001052 * 30.48 * 0.155^{1.77}}{(849.59 - 849)}} = 0.272$$

$$D_c = 272 \text{ mm} \quad \text{Donc} \quad D_n = 300 \text{ mm}$$

Cote piézométrique

$$D'où \text{ on aura : } C_{pF'} = C_{pE'} - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \quad C_{pF'} = 849.2 \text{ m}$$

6. Conduite clarificateur- bassin de désinfection (F'-G) :

- $C_{pF'} = 849.2$ m.
- Côte du radier du bassin désinfection (G) : 845.8m.
- Hauteur d'eau : 3 m.
- D'où : C_{pG} : 848.8 m.
- $L=9.47$ m.

Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{pF'} - C_{pG})}} \Rightarrow D = 4.774 \sqrt{\frac{0.001052 * 9.47 * 0.3^{1.77}}{(849.2 - 848.8)}} = 0.299$$

$$D_c = 299 \text{ mm} \quad \text{Donc} \quad D_n = 300 \text{ mm}$$

Cote piézométrique

$$D'où \text{ on aura : } C_{pG'} = C_{pF'} - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow C_{pG'} = 848.81 \text{ m}$$

Tableau V.3.Côtes piézométrique des différents ouvrages de la station

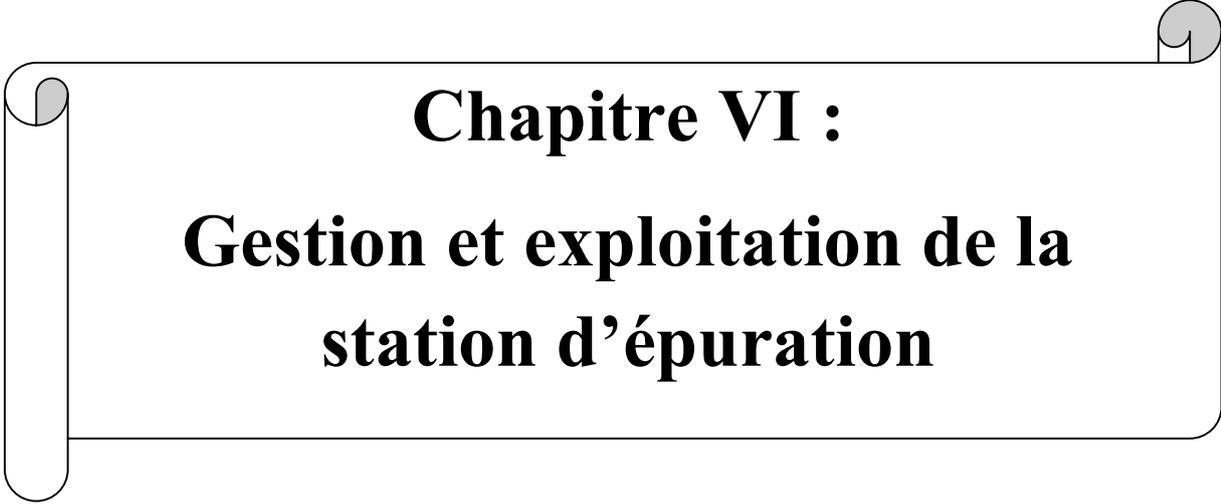
Désignation des ouvrages	Côtes du terrain naturel (m)	Côtes radier	Hauteur d'eau	Côtes piézométrique
Dégrilleur fin	850.366	850.366	0.8	851.166
Dessableur-deshuilleur	850.160	848.948	2	850.948
cuve de distribution	850.013	849.314	1	850.414
Bassin d'aération	848.881	846.304	4	850. 304
Dégazeur	847.980	847.5	2	849.5
Clarificateur	847.539	846	3	849
Bassin de désinfection	847.450	845.8	3	848.8

Conclusion :

De manière générale, Le dimensionnement adéquat des ouvrages constituant une station d'épuration des eaux usées est tributaire du débit de pointe en tenant compte de la dilution pour ne pas affecter le rendement épuratoire de la station d'épuration.

Afin d'éviter un surplus d'apport des eaux usées à la station d'épuration, on a dimensionné un déversoir d'orage qui sera appelé à régulariser cet apport.

Pour une exploitation rationnelle de notre station, il est nécessaire de faire un bon choix des conduites qui le constituent et ceci selon la forme et le matériau par lequel elles sont constituées.

A decorative graphic of a scroll with a black outline and rounded corners. The scroll is unrolled, with the top and bottom edges curving upwards. The text is centered within the scroll.

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

Introduction :

Pour assurer le bon fonctionnement de la station d'épuration et la performance épuratoire de la station d'épuration, on doit reposer sur la bonne gestion et aussi la bonne exploitation des différents ouvrages ainsi que le contrôle de qualité de l'affluent sortant de la station d'épuration, c'est à dire la mise en place d'une politique rationnelle de gestion.

VI.1.Aménagements spéciaux de la station d'épuration:

Parmi les aménagements spéciaux rencontrés dans une station d'épuration

- ✓ La voirie d'accès et la voirie pour la circulation à l'intérieur de la station.
- ✓ Le réseau d'alimentation en eau.
- ✓ Administration, laboratoire, magasin, et salle de Contrôle...etc.

VI.2.Fonctions :

La gestion et la surveillance de la future station CHELLALET ELADHAOURA Wilaya de MEDEA doit être organisé en (03) fonctions principales :

- Une fonction exploitation.
- Une fonction maintenance.
- Une fonction laboratoire

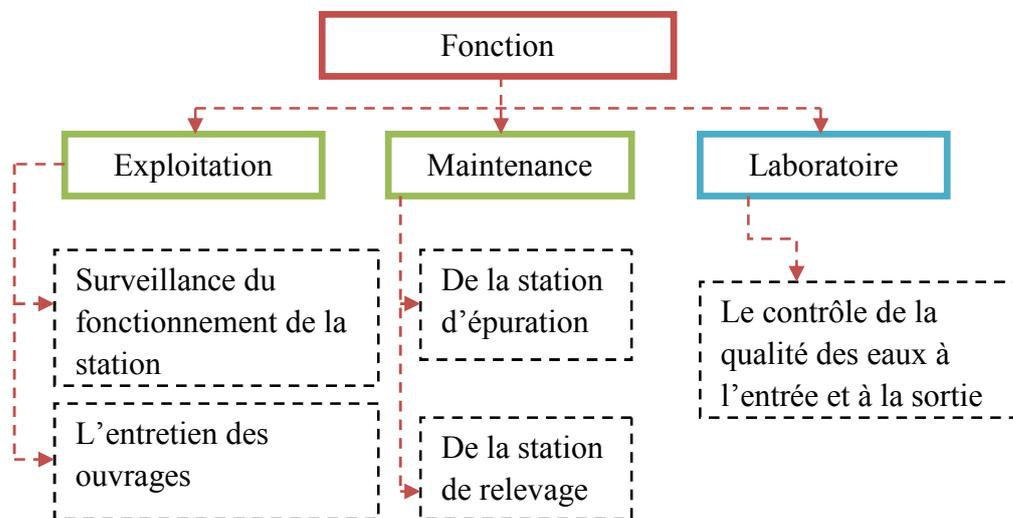


Figure VI.1.organigramme des fonctions dans la station d'épuration

VI. 3.Mesure, testes et analyses

On doit distinguer les tests simples ou toute opération pouvant être fréquemment effectuée par l'agent de la station et des analyses qui exigent l'intervention d'un laboratoire.

Epreuves concernant la qualité des effluents bruts (sortie prétraitement) :

- Mesure des MES (cônes IMHOFF)
- Mesure de la température (thermomètre)
- Mesure du pH (ph-mètre)
- Mesure de débits (débit-metre)
- Aspect et couleur d'effluent (visualisation).

Epreuves concernant les ouvrages de traitement :**Les prétraitements :**

L'efficacité du prétraitement est généralement déterminée à partir du volume des déchets retenus quotidiennement.

Bassin d'aération :

- Test de MOHLMAN : une installation de boues activées en bon état de fonctionnement présente 50 <math><IM</math>150 ml/g.
- Mesure de l'oxygène dissous (avec sonde) surtout lors de la détermination de la demande biochimique en oxygène.
- Examen microscopique (éventuel).

Décanteur secondaire :

- Teste de décantation diluée en 30 minutes
- Mesure de la DBO, DCO et MES.

Epaississement :

- Mesure de la concentration des boues.
- Qualité de la surverse.

Déshydratation

- Teste de siccité des boues.
- Qualité du filtrat.



conductivimètre



PH mètre



Dispositif de filtration sous vide



Spectrophotomètre



Réactifs DCO



Réacteur DCO



Erouvette



DBO mètre

Figure VI.2. Quelque appareils utilisé dans les analyses de laboratoire

VI.4. Entretien des ouvrages :**Le dégrilleur :**

Les opérations de contrôle et d'entretien sur cet ouvrage sont:

- évacuer les déchets quotidiennement
- 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 la prise d'échantillon d'eau brute.

Le déssableur-deshuilleur : 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.

Le 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.

Le clarificateur : il faut

- Maintenir l'ouvrage en état de propreté.
- Vérifier quotidiennement le bon fonctionnement du dispositif de pompage des écumes.
- Analyses contractuelles de l'eau épurée après clarification DBO5, DCO et MES.
- Nettoyer quotidiennement par brassage les canaux et déversoirs.
- Nettoyage quotidien du pont tournant.
- Vérifier chaque jour que les ponts tournants fonctionnent normalement 24 h / 24 h.
- Vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôler et entretenir des structures immergées.

Désinfection des eaux épurées : il faut

- Maintenir le poste en état de propreté.
- Respecter les procédures de mise en route et d'arrêt des installations fournies par les constructeurs.
- Au cours de toute intervention dans les locaux de stockage et dosage, respecter les consignes de sécurité (port de masques).

L'épaississeur raclé : il faut

- Maintenir le poste en état de propreté.
- Le dispositif de raclage doit fonctionner 24 h /24 h. Vérifier quotidiennement le bon fonctionnement mécanique et électromécanique de ce circuit.
- Contrôler et noter chaque jour le pH des eaux de surverse et des boues épaissies.

Lits de séchage : il faut

- Préalablement à l'épandage des boues liquides, le lit de sable devra être soigneusement désherbé et ratissé afin de dépasser la masse filtrante et la régularisée.
- les quantités des boues à admettre sur les lits de séchage ne devront pas dépasser une épaisseur de 40 cm.
- Le lit de séchage est rempli en une seule fois et il est formellement déconseillé d'admettre de nouvelles boues sur un lit de boues en cours de déshydratation.
- On évitera d'accepter sur ces ouvrages les refus du dégrillage et du dégraissage qui auront pour effet de diminuer le pouvoir drainant du lit.
- Après 2 à 3 utilisations du lit, la couche superficielle est renouvelée par un sable propre.
- Tous les 2 ans, les lits de séchage seront refaits complètement. Les drains colmatés ou brisés seront remplacés.

- Entre deux épandages de boues, le lit pourra être protégé par un film plastique noir destiné à éviter la prolifération de la végétation et le tassement des matériaux filtrants par les précipitations.

VI.5. Automatisation de la station d'épuration :

L'automatisation d'une STEP est une nécessité, sa première fonction est de supprimer des tâches répétitives pour l'opérateur par exemple en installant des actionneurs, en mortaisant certains éléments de manœuvre.

Elle vise également à améliorer la qualité du traitement par les mesures et les régulations mises en œuvre sur le processus tout en accroissant la fiabilité et la sûreté du fonctionnement par la mise en place d'équipements permettant à l'installation de fonctionner en cas de panne d'un organe couplé à un stockage d'information. Elle permet des études statiques des données recueillies afin d'optimiser les traitements. Elle est sans conteste une aide appréciable à la surveillance.

VI.5.1. Les automatismes par poste :

1. Relevage des eaux :

La mise en marche et l'arrêt successifs des pompes de relevage sont assurés à partir de différents niveaux dans la bêche.

2. Dégrillage :

Les dispositifs de transport des détritiques, ou même de broyage, peuvent être aisément asservis à la marche des grilles avec les temporisations nécessaires.

3. Dessablage :

Les séquences d'extraction du sable peuvent être déclenchées par horloge ou à partir d'une mesure du niveau de sable. La séquence d'extraction elle-même qui dans le cas de dessableurs raclés comprend plusieurs phases, peut être entièrement programmée.

4. Epuration biologique :

L'évolution relativement lente des phénomènes biologiques a notablement facilité la mise en œuvre de tels dispositifs de régulation.

a. Régulation du taux d'oxygène dissous dans la liqueur de boues activées

Cette régulation a deux buts:

Maintenir à tout instant un taux d'oxygène suffisant dans la boue activée et éviter tout ralentissement de l'activité bactérienne.

Réaliser des gains d'énergie, en ne dépassant pas inutilement des taux d'oxygène nécessaires. A partir des signaux émis par les analyseurs d'oxygène placés dans la liqueur mixte, la quantité d'oxygène est réglée. Cette régulation peut être réalisée par tous ou rien ou continu.

Dans le cas d'aérateurs de surface, les dispositions suivantes sont possibles:

- Marche ou arrêt syncopés avec relayage temporisateur.
- Marche à plusieurs vitesses.
- Variation de vitesse continue.
- Variation d'immersion des pales.

b. Régulation de la masse des micro-organismes :

Celle-ci peut être basée sur différentes mesures:

- Taux respiratoire ou taux de croissance de la boue.
- Volume occupé par la boue.
- Densité de la boue.

c. Régulation du débit de recyclage

La valeur de débit de recyclage conditionne, pour un débit traversier donné. Le volume de boues présent dans le clarificateur. Elle conditionne donc:

- La quantité des boues présentes dans les cuves d'aération.
- La qualité de la clarification.

5. Epaissement des boues :

L'extraction des boues est automatisée suivant les mêmes principes que sur les décanteurs primaires, mais dans ce cas l'emploi d'analyseurs de concentration est très recommandé.

VI.6.Hygiène et sécurité

L'hygiène et la sécurité dans la station d'épuration sont deux paramètres complémentaires indispensables lors de l'exploitation de la station du fait qu'ils influent d'une manière directe sur le fonctionnement et sur le rendement de la station.

Compte tenu des dangers que présente la circulation d'effluent où se développent de grandes quantités de virus et de bacilles, les risques pour le personnel doivent être limités par de sincères précautions sur le plan de l'hygiène et de la sécurité.

Sur le plan de l'hygiène :**1. Risques fréquents :**

Les coupures et les écorchures

La mauvaise manipulation d'un outil ou l'emploi d'un outil inapproprié peut occasionner des coupures ou écorchures, les plaies ouvertes exigent une désinfection immédiate et un pansement adéquat afin d'éviter l'infection.

Les risques d'infection

Ils proviennent surtout du contact possible avec les eaux usées, les boues ou les dispositifs souillés par ces eaux, les principales infections transmises par les eaux usées sont : le tétanos, la fièvre, typhoïde, la dystérie, dairhée, poliomyélite,...

2. Risques spécifiques

-les risques liés aux réactifs solides et liquides

Dans les stations d'épuration, on utilise des réactifs fortement acides, alcalins ou oxydants susceptibles de provoquer de graves dégâts corporels chez l'exploitant. Il convient de se protéger contre tout contact par l'emploi de vêtements appropriés, de gants et de lunettes protectrices.

3. Dispositions à prendre :

Les précautions préventives consistent à prendre un certain nombre de mesures à savoir:

- Imposer au personnel les vaccinations diverses (diphthéries, tétanos, BCG, polymélite) et au moins deux visites médicales par an.
- Désinfection immédiate et à la protection des plaies, coupures, brûlures.
- laver les mains et les autres parties du corps exposées.
- Lavage fréquent des vêtements de travail.
- Un local pour que le personnel puisse se laver et s'échanger (au moins un lavabo) et une pharmacie comportant des produits pharmaceutiques.
- Des articles de prendre en cas de blessure, d'égratignure ou de brûlure.

b- Sur le plan de la sécurité

Les prescriptions réglementaires sur la protection de travail doivent être appliquées à la lettre et même renforcées et appuyées sur les mesures constructives indispensables; cela pour écarter un certain nombre de risques.

1. Risques de circulation

Les chutes comptent parmi les accidents les plus fréquents. Elles sont dues à l'absence de balustrades, l'étroitesse des abords des bassins, la présence de boue ou

d'eau sur le sol et les équipements, l'éclairage insuffisant, la négligence au mauvais entretien et des vibrations.

2. Risques mécaniques

Les risques mécaniques résultent du contact avec les organes en mouvement tels que l'arbre de transmission, la chaîne de transmission, de cisaillement, de coupures de chocs ou de chute d'objets lourds sur le corps. Un tel handicap peut être évité par la mise en place d'écrans ou de protection fixes ou mobiles, ou par le port de chaussures de protection.

3. Risques d'incendie et d'exploitation

La défaillance simultanée de l'ensemble des dispositifs de protection électrique pourra entraîner l'apparition du feu.

La plupart des appareils tournants dans les stations d'épuration sont entraînés par moteur électrique et les tensions employées sont souvent très élevées, si bien que toute action mettant en jeu un opérateur non qualifié pourra provoquer une déflagration.

Pour éviter de tels risques:

- prescrire l'emploi d'échelles en métal autour des installations électriques.
- avant tout travail de répartition, interrompre le circuit électrique et toute répartition de dispositifs électrique ne doit être effectué que par un électricien qualifié.
- placés les extincteurs chimiques en bon état de fonctionnement aux endroits sensibles ainsi que les boyaux d'arrosage sous pression.

3. Dispositions à prendre :

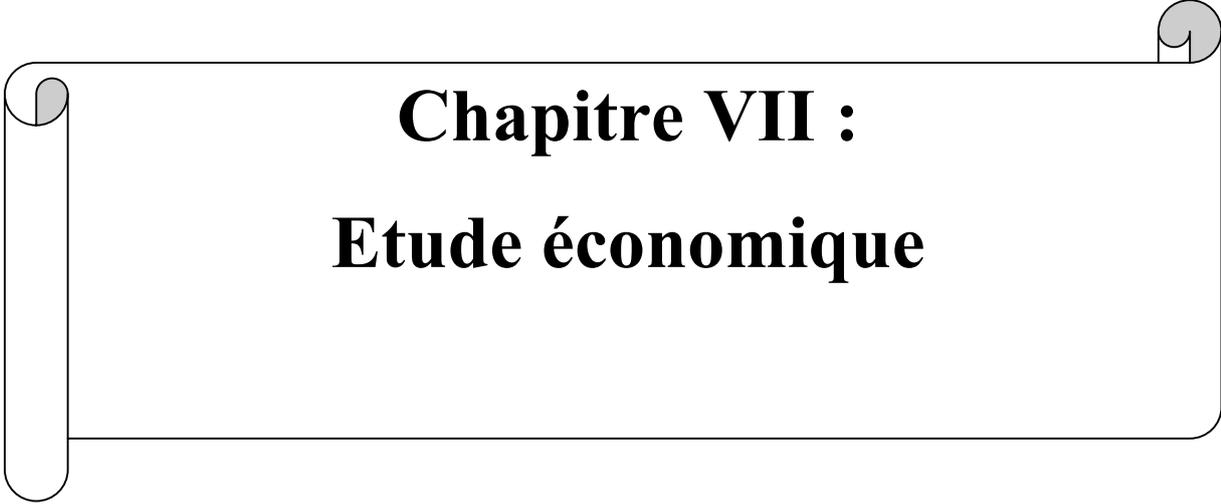
- L'éclairage suffisant de tout ouvrage et de tout point des locaux d'exploitation par des sources de lumière artificielle offrant un niveau d'éclairage adéquat; l'éclairage normal se situant entre 30 et 100 lux.
- Le son et les vibrations dans la STEP sont à redouter et sont susceptibles de causer des nuisances. Les moteurs à forte sonorité devront être munis des isolateurs sonores et toute intervention devra être subordonnée par le port des masques antibruit. La sonorité admissible dans la STEP représente 120dB en comparaison à un atelier de mécanique.
- Les vibrations ressenties dans la STEP se localisent surtout au niveau du bassin d'aération par la mise en marche des aérateurs de surface. Là aussi il doit être prévu des gardes corps au risque de chute dans le bassin. Les vibrations admissibles accuse une fréquence de 20 Hz.
- Enfin, dans les consignes données par écrit au personnel pour l'entretien, les précautions de sécurité doivent être explicitées, en particulier le danger des gaz et de l'électricité en milieu humide ou gazeux.

Ces précautions doivent être renforcées en période de gel où s'accroissent les risques de chute.

Conclusion :

L'exploitant doit rendre compte clairement du fonctionnement de la station. Il doit recevoir un enseignement général portant sur l'expression écrite, le calcul Mathématique (unités, rendement) et l'expression graphique des résultats.

Un bon suivi d'une station d'épuration se traduit par des bons rendements épuratoires conformes aux normes exigées par le constructeur et assure également la pérennité des ouvrages composant la station.



Chapitre VII :
Etude économique

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)	Coût DA
Dégrilleurs grossier	1	0.7	210
Dégrilleurs fin	1	1.47	441
Déssableur –déshuileur	1	56.358	16907.4
Cuve de distribution	1	8.77944	2633.832
Bassin d'aération	2	4640.09466	1392028.4
Dégazeur	1	6.528	1958.4
Clarificateur	2	1713.30714	513992.142
Epaississeur	1	20.7025	6210.75
Lits de séchage	5	525	157500
Bassin de désinfection	1	306.141	91842.3
Total	16	7279.08074	2183724.22

VII.1.2. Coût de béton armé :

Le coût du mètre cube de béton ferraille avec la main d'œuvre est estimé actuellement $P_u = 40000$ DA (Bureau d'étude réalisation BENDJABALLAH (w.médea), 2015)

$$C_b = P_u \times V_{tb}$$

C_b : est le coût du béton.

V_{tb} : est le volume total du béton.

Epaisseur des murs de l'ouvrage e_m : 0.15 à 0.5 m.

Epaisseur 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	Cout DA
Dégrilleurs grossier	1	2.4	0.8	3.2	128000
Dégrilleurs fin	1	4.92	1.68	6.6	264000
Déssableur – déshuileur	1	31.8	18.6	50.4	2016000
Cuve de distribution	1	7.536	5.024	12.56	502400
Bassin d'aération	2	324	360.116	684.116	27364640
Dégazeur	1	9.42	5.44	14.86	594400
Clarificateur	2	167.132	222.652	389.784	15591360
Epaississeur	1	39.578	23.66	63.238	2529520
Lits de séchage	5	160	600	760	30400000
Bassin de désinfection	1	84	74.216	158.216	6328640
Total	16	830.786	1312.188	2142.974	85718960

VII.1.3.Coût totale du génie civil :

Le coût total du génie civil est la somme des deux coûts calculé précédemment :

$$C_{gc} = C_t + C_{t_{ba}} = 2183724.22 + 85718960 = \mathbf{87902684.22DA}$$

VII.1.4.Coût des VRD :

Le coût des VRD est estimé à 25% du coût du génie civil donc :

$$C_{VRD} = 0.25 \times C_{gc} = 0.25 \times 87902684.22 = \mathbf{21975671.06DA}$$

VII.1.5.Coût des équipements électromécanique et électriques et des installations hydromécaniques :

Il est estimé à 40% du ($C_{gc} + C_{VRD}$)

$$C_{eq} = 0.4 \times (87902684.22 + 21975671.06) = \mathbf{43951342.11DA}$$

VII.1.6.Coût total des investissements de la station :

$$C_{ti} = C_{gc} + C_{VRD} + C_{eq} = 87902684.22 + 21975671.06 + 43951342.11$$

$$C_{ti} = \mathbf{153829697.4 DA}$$

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 :

$$C_e' = P_u \cdot E_c$$

Pu : prix unitaire du Kwh, Pu = 4.18 DA

Ec : énergie totale consommée (Kwh), Ec est estimé à 1,7 Kwh/m³

$$Ce = Q \cdot Ce' = Q \cdot Pu \cdot Ec$$

Q : le débit annuel qui sera traité en l'an 2030

$$Ce = 26718.24 \times 365 \times 4.18 \times 1.7 = \mathbf{69298831.91 \text{ DA/an}}$$

VII.2.2. Le coût des réactifs chimiques :

Le prix de m³ d'hypochlorite est de 2958.23 DA/m³

$$Cah = Va \cdot Pu = 116.8 \times 2958.23 = 345521.264 \text{ DA/an}$$

VII.2.3. Le coût de renouvellement du matériel électromécanique :

Il est estimé à 5% du coût d'investissement total

$$Crm = 0.05 \times 153829697.4 = \mathbf{7691484.869 \text{ DA}}$$

VII.2.4. Le coût des frais financiers :

Il est estimé à 5% du coût d'investissement total

$$Cff = 0.05 \times 153829697.4 = \mathbf{7691484.869 \text{ DA}}$$

VII.2.5. Le coût de fonctionnement total :

$$Cft = Ce + Caj + Crm + Cff = 69298831.91 + 345521.264 + (7691484.869 \times 2)$$

$$\mathbf{Cft = 85027332.91 \text{ DA}}$$

VII.3. Calcul du prix du m³ d'eau traitée :

Le volume total annuel d'eau traité en l'an 2030 est de :

$$Va = 365 \times 26718 \times 24 = 9752121.1 \text{ m}^3/\text{an}$$

Le coût d'amortissement annuel

$$Caa = Cti / t \quad / t : \text{durée d'amortissement } t = 30 \text{ ans}$$

$$Caa = 149997167.5 / 30 = \mathbf{4999905.584 \text{ DA}}$$

VII.3.1. Le coût total de la station :

$$Ct \text{ st} = Caa + Cft = 4999905.584 + 85027332.91$$

$$\mathbf{Ct \text{ st} = 90027228.5 \text{ DA}}$$

VII.3.2. Le coût de m³ d'eau épurée:

$$Ce = Ct \text{ st} / Va = 90027228.5 / 9752121.1 \quad \mathbf{Ce = 9.23 \text{ DA}}$$

VII.3.3. Le coût du m³ d'eau sans les frais d'amortissement :

$$Ce = C_F \text{ st} / Va = 85027332.91 / 9752121.1 \quad \mathbf{Ce = 8.72 \text{ DA}}$$

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 la ville de CHELLALAT ELADHAOURA.

Conclusion générale

Le traitement des eaux usées est un outil fondamental d'une part pour la protection des milieux aquatiques naturels contre les nuisances provoquées par la pollution transportées par les eaux usées et d'autre part pour la valorisation et la réutilisation de cette ressource en agriculture.

La conception des stations d'épuration en Algérie, est devenue aujourd'hui une grande nécessité, surtout avec le déficit hydrique croissant d'une année à une autre, et les besoins en eau de plus en plus croissant en irrigation.

Au terme de ce travail on a montré que l'implantation de la STEP CHELLALAT ELADHAOURA est une nécessité pour protéger le milieu récepteur (oued CHELALAT et oued CHAABET SFA) et conserver aussi le milieu naturel qui a un caractère rural et agricole et on a dimensionné tous les ouvrage de la station projeter.

Enfin, il reste à signaler que le rendement d'une station d'épuration et sa pérennité sont étroitement liées à l'entretien et à la bonne gestion de celle-ci.

Nous recommandons que les eaux usées de la station soient valorisées et réutilisées à des fins agricoles sous réserve que leurs caractéristiques soient compatibles avec les exigences de protection de la santé publique et de l'environnement.

Références bibliographiques

- ABDELLI MOHAMMED**, 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.
- DEBICHE Yassine-** conception de la station d'épuration des deux villes ain taghrout et bir kasd ali (w.bourdj bouarreridj)- MFE 2014.
- DAHOU Abderahim,BREK Adem,** lagunage aère en zone aride performance épuratoires cas de (région d'ouargla), Master universite kasdi merbah ouargla,2013
- Degrémont.-** Mémonto technique de l'eau : T. 1.- 10^e ed.- 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.El Tarf)) 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 .
- 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

HOULI S, thèse : étude des performances épuratoires de la station d'épuration de Béni Merad W. Blida-octobre 1990.

J.P.Becharc, P.Boutin, B.Mercier... [et.al.].- traitement des eaux usées.- 2^e. ed.- Paris : Eyrolles, 1987.- 281p.

Jean-Marc BERLAND, Catherine BOUTIN, Pascal MOLLE..... [et .al], guide technique sur les procédés extensifs d'épuration des eaux usées, adaptés aux petites et moyennes collectivités, Mai 1991

LOUIZ SALAH, conception de la station d'épuration de la ville de mahdia w.tiaret, mfe ENSH, octobre 2010

M.CARLIER, Hydraulique générale et appliquée : Edition EYROLLS 1986

Monchy,H.-mémento d'assainissement : mise en service, entretien et exploitation des ouvrages d'assainissement.- 2^e ed.- 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

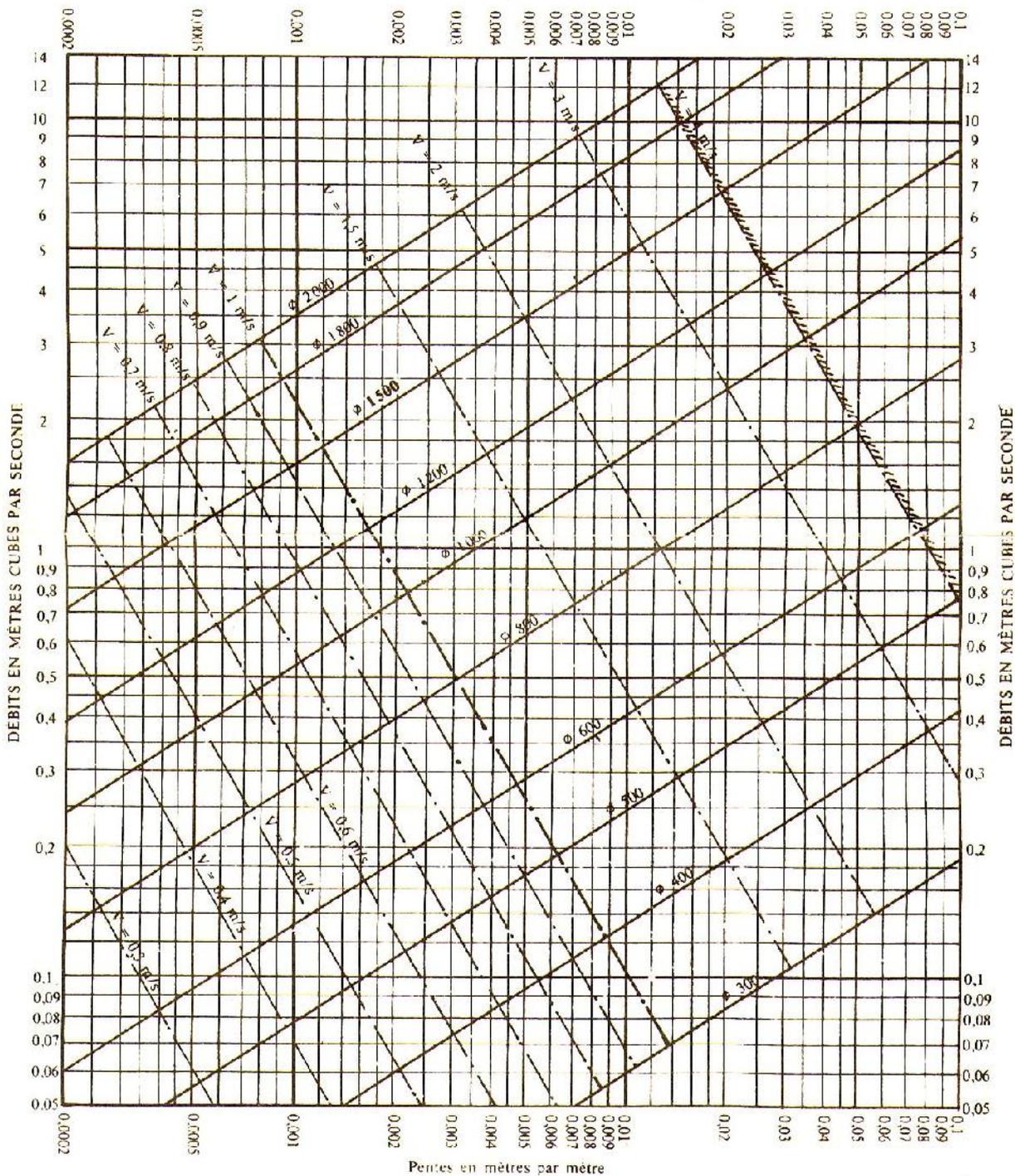
Vincent Johanet , Le lagunage aéré : un compromis technico économique intéressant, article , 2001

W.W.Eckenfelder.- Gestion des eaux usées urbaines et industrielles : caractérisation-techniques d'épuration- Aspects économiques.-Paris : technique et documentation, Lavoisier, 1982.- 503p.

ANNEXES

ANNEXE I

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations circulaires - Formule de Bazin)

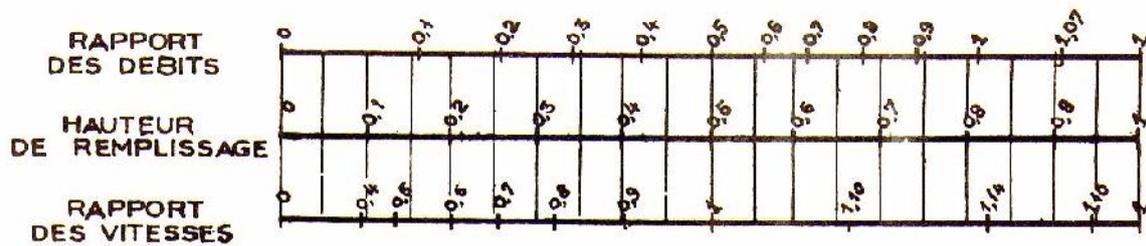


ANNEXE II

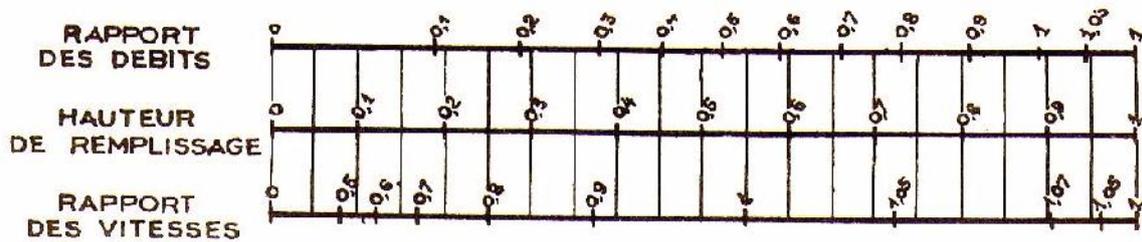
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux 3/10, le débit est les 2/10 du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les 78/100 de la vitesse correspondant au débit à pleine section

ANNEXE

Dimensionnement de dégazeur

Le dégazage permet d'améliorer le fonctionnement des clarificateurs en favorisant l'élimination des fines bulles d'air inclus dans les liqueurs mixtes sortant de l'aération. Le critère de dimensionnement est le suivant :

Vitesse ascensionnelle varie de 60 ÷ 90 m/h sur le débit traversier (effluent + recirculation)

$$V_{as} = \frac{Q \text{ traversier en m}^3/\text{h}}{\text{Surface du dégazage en m}^2}$$

D'où la surface de dégazage sera égal a = (Q traversier m³/h) / Vas