

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

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ASSAINISSEMENT

THEME DU PROJET :

**CONCEPTION DE LA STATION D'EPURATION DES DEUX
VILLES AIN TAGHROUT ET BIR KASD ALI
(W.BOURDJ BOUARRERIDJ)**

PRESENTE PAR :

M^r : DEBICHE Yassine

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r : AMMARI Abdelhadi	M.C.B	Président
M ^{me} : BELABES Salima	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} : HADJ SADOK Nabila	M.A.A	Examinatrice
M ^r : BOUFEKANE Abdelmadjid	M.A.A	Examineur
M ^r : MAHIEDDINE Mohamed	Subdivisionnaire (DRE)	Invité
M ^{me} : HOULI Samia	M.A.A	Promotrice

Septembre - 2014

Dédicace

À MA TRES CHERE MERE, POUR M'AVOIR MIS AU MONDE ET POUR M'AVOIR ACCOMPAGNE TOUT LE LONG DE MA VIE AVEC TANT D'AMOUR ET D'AFFECTION.

À MON CHER PERE, QUI SANS LUI, JE NE SERAIS PAS ARRIVE JUSQU'ICI. J'ESPERE TOUJOURS RESTER FIDELE AUX VALEURS MORALES QUE VOUS M'AVEZ INCULQUES.

À MES TONTONS ABDELMADJID ET YAZID, QUI'ILS M'A BEUCOUP AIDENT LE LONG DE MA VIE. JE VOUS SERAI TOUJOURS RECONNAISSANT

À MES FRERES AMIROCHE ET SA FEMME ET ABDELHALIM ET SA FEMME .

À MA GRANDS MERE

À MES SŒURS

À MES COPAINS DE CHAMBRE DEPUIS MA PREMIERE ANNEE, SOUFIAN ET FAICEL

À MES AMIS DE B B A: BILEL, MOUNIR, ZIAD, YAKOUB, YOUNES...

À MES AMIS DE ENSH :TAKIDINE, MASSI,ANIS , IBRAHIM, ALI, YASSER,SIDALI,AMINE, ZAKI ET ISLAM, ZANOUDA...

À MES AMIES, HAFSSA, SALIHA, HADJER, SOUHIR, KHDIDJA, ANFAEL ,AFAF ,...

À MA DEUXIEME MAMAN EL HADJA AICHA

ENFIN, À TOUTES PERSONNES QUE JE PORTE DANS LE CŒUR ET QUI SE RECONNAITRONS CAR ELLES EN FONT AUTANT.

.....

**Je vous dédie ce modeste travail en guise
de reconnaissance car vous m'êtes
si chers que je ne peux que vous offrir ce que
j'ai appris de mieux dans ma vie**



Remerciement

Je remercie MES PARENTS en premier lieu qui m'ont permis et facilité les choses pour accomplir mes études.

je remercie aussi tous les autres membres de ma famille qui m'ont aidés et encouragés quel que soit les conditions, en particulier ma sœur BAYA

Le devoir est très agréable d'exprimer ma vive gratitude à madame HOULI Samia pour son aide indéfectible, son soutien inestimable ainsi que ses conseils précieux tout au long de ce travail. Sans cette brave femme je ne serais fait la moitié de ce que j'avais fait, pour elle je reprends la parole de la fontaine qu'avait dit un jour : « tel est pris qui croyais prendre » j'affirme que j'ai appris énormément de choses avec elle.

A tout le personnel de la DRE de BBA, je leurs adresse à travers cet humble travail mes remerciements, mes salutations ainsi que ma vive reconnaissance, d'avoir me facilité l'accès à chaque fois que j'avais besoin de consulter la DRE et leurs sympathie avec moi.

Je tiens à remercier aussi les enseignants qui m'ont accordé un peu de leur temps pour consulter le travail avec eux en toute aisance.

Je tiens à remercier aussi :

Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail ;

Tous les professeurs qui ont contribué à ma formation ;

Mes amis pour leur présence ;

Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration et l'aboutissement de ce mémoire.

Sans oublier tout personnel de l'ENSH et de la Cité 03, à qui j'ai une affection particulière.



ملخص

عملنا الحالي يتضمن إقامة محطة تطهير المياه المستعملة على مستوى مدينة عين تا غروت و بئر قاصد علي بولاية برج بوعريريج. هذا يهدف إلى المحافظة على الوسط الطبيعي و حماية الصحة العمومية ضد كل تلوث و امكانية استعمال هذه المياه المطهرة في الفلاحة. تتضمن مذكرتنا هذه دراسة مفصلة لتجسيد المحطة بقدرة استيعاب متوسطة و ضئيلة على مرحلتين -الأولى تتمثل في معالجة المياه المستعملة في أفق 2020 بقدرة معالجة ل 26000 نسمة. -اما الثانية فتتعلق بتوسيع المحطة من أجل ضمان رفع قدرة الإستيعاب إلى 33500 نسمة في أفق 2035.

Résumé

Notre présent travail consiste à réaliser une station d'épuration pour la ville de Ain Taghrouit et Bir Kasd Ali (W. Bordj Bou Arreridj) dans le but de préserver le milieu naturel et protéger la santé publique contre toute nuisance et une éventuelle réutilisation de ces eaux usées épurées en agriculture.

Dans notre mémoire, nous avons dimensionné la station d'épuration des eaux usées par boues activées à moyenne charge et à faible charge et cette dernière est utilisée pour les collectivités de petites tailles, cette station se réalise en deux phases :

La première phase permettra de traiter la pollution de 26000 équivalent habitant à l'horizon 2020.

La deuxième phase (extension) correspond à une augmentation de la capacité initiale de la station soit de 33500 équivalent habitant à l'horizon 2035.

Abstract

Our present work consists in carrying out a purification plant for the town of Ain Taghrouit and Bir Kasd Ali (W. Bordj Bou Arreridj) with an aim of preserving the natural environment and protecting the public health initially and in second place in order improve the ecologic conditions of the province.

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

The first phase will permit to treat pollution caused by the population of 26000 inhabitants in 2020 horizons.

The second phase consists of extension workshops. These latter correspond to an increase of the initial capacity of the station to 33500 equivalent habitants.

SOMMAIRE

Table des matières

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction	01
I.1.Situation géographique de la zone d'étude	01
I.3. Situation géographique de la zone d'étude.....	03
I.3.1. Agglomération chef-lieu de Ain Taghrout	03
a- Situation géographique	03
b-Structure de la ville et son développement.....	03
I.3.2.Agglomération chef-lieu de Bir Kasd Ali.....	04
a- Situation géographique.....	04
b-Structure de la ville et son développement.....	04
I.4.Présentation du site d'implantation de la station d'épuration	04
I.4.1.Site de la future station d'épuration	04
I.4.2.Présentation et délimitations de la zone d'influence.....	05
I.5.Situation climatique.....	05
I.5.1. Pluviométrie	05
I.5.2. Température	06
I.5.3. Le vent	06
I.6. Situation démographique	06
I.7.Situation hydraulique	06
I.7.1. Alimentation en eau potable	07
I.7.1.1. Alimentation en eau potable pour l'A.C.L de Ain Taghrout	07
I.7.1.2. Alimentation en eau potable da l' A.C.L de Bir Kasd Ali	08
I.8.Situation actuelle du réseau d'assainissement	08
I.8.1.Réseau d'assainissement commune de Ain Tagrout	08
I.8.2.Réseau d'assainissement de la commune de Bir Kasd Ali	08
Conclusion.....	09

Chapitre II : Généralités sur les eaux usées

Introduction	10
II.1.Définition de la pollution de l'eau	10
II.1.1. La pollution domestique	10
II.1.2. La pollution industrielle	10
II.2. Caractéristiques des eaux usées	11
II.2.1. Origine des eaux usées	11
II.2.1.1. Les eaux usées domestiques	11
II.2.1.2. Les eaux industrielles	11
II.2.1.3. Les eaux pluviales	12
II.2.1.4. Les eaux usées agricoles	12

II.2.1.5. les eaux résiduaires artisanales	12
II.2.1.6. Les eaux de vidange	12
II.3. les principaux paramètres de pollution	13
II.3.1. Les paramètres physiques.....	13
II.3.1.1.Température	13
II.3.1.2. Couleur et odeur	13
a-Odeur	13
b-la couleur	13
II-3-1-3- La turbidité	13
II.3.1.4. La conductivité	13
II.3.1.5. Matières en suspension (MES)	14
II.3.1.6. Matières volatiles en suspension (MVS) ..	15
II.3.1.7. Matières minérales (MM)	15
II.3.1.8. Matières décantables	15
II.3.2.les paramètres chimiques	16
II.3.2.1.PH	16
II.3.2.2.Demande biochimique en oxygène (DBO ₅)	16
II.3.2.3.Demande chimique en oxygène (DCO)	17
II.3.2.4.Coefficient de biodégradabilité (DCO/DBO ₅)	17
II.3.2.5.Les nutriments.....	18
a-Azote	18
b- Le phosphore.....	19
II.3.2.6. Matières oxydables (MO)	19
II.4.2.7. Eléments toxiques	19
II.3 .3. Les paramètres biologiques	20
a- Les virus.....	20
b- Les bactéries.....	21
c- Les protozoaires.....	21
d- Les helminthes.....	21
II.4. Estimation des rejets d'eaux usées	22
II.4 .1.L'Equivalent Habitant	22
II.4.2.Charges polluantes	22
II.4.2.1.Charges en DBO ₅	22
II.4.2.2.Charges en MES.....	23
II.5. Impact de type de réseau sur la station d'épuration	23
II.5.1 Le réseau séparatif	23
II.5.2. Le réseau unitaire	24
II.5.3. Réseau pseudo-séparatif	24
II.6. Les normes de rejet	24
Conclusion	26

Chapitre III : Procédés d'épuration des eaux usées

Introduction	27
III.1. Les différentes étapes du traitement des eaux usées	27
III.1.1. Prétraitements	28
III.1.1.1. Relevage	28
III.1.1.2. Le dégrillage	29
A-Type de grille	29
B-Avantages et inconvénients des grilles	32
1-Le tamisage	32
a-Macro-tamisage	33
b. Micro-tamisage	33
III.1.1.3. Dessablage	33
III.1.1.4. Dégraissage-déshuilage	34
III.1.2. Traitement primaire	35
III.1.2.1. Formes de décanteur	36
a-Décanteurs statiques sans raclage	36
a.1. Décanteurs coniques ou cylindro-coniques	36
a.2. Décanteur statique à flux horizontal	36
b-Décanteurs statiques à raclage mécanique des boues	36
b.1. décanteurs circulaires	36
b.2. décanteurs longitudinaux rectangulaires	36
III.1.3. Traitements secondaires	38
III.1.3.1. Traitement physico-chimique	38
a-Coagulation	38
b-Floculation	38
c-La neutralisation	38
d-Décantation	38
III.1.3.2. Traitements biologiques	39
A. Les procédés biologiques extensifs ou naturels	39
A.1. Le lagunage	39
A.1. 1. Le lagunage naturel	40
A.1. 2. Lagunage aéré	40
A.2. Epanchage	43
B. Les procédés biologiques intensifs ou artificiels	43
B.1. Les procédés à culture fixée	43
B.1.1. Lit bactérien	43
B.1.2. Les disques biologiques	43
B.2. Les procédés par boues activées (à culture libre)	46
III.2. Choix de procédé de traitement	47
Conclusion	48

Chapitre IV : Procédé d'épuration par boues activées

Introduction	49
IV.1. Composants d'une unité biologique	49
IV.1.1. Régime hydraulique d'un procédé à boues activées	50
a- mélange intégral	50
b- mélange piston	50
IV.1.2. Comparaison entre les deux systèmes	50
IV.2. paramètres de fonctionnement en boues activées	51
IV.2.1. Facteurs de charges	51
a- Charge massique C_m	51
b- Charge volumique	51
IV.2.2. Age des boues	52
IV.2.3. Effet de la température	53
IV.2.4. Effet du pH	53
IV.2.5. L'indice de Mohlman	53
IV.2.6. Effet de quelques toxiques	54
IV.2.7. Besoins en nutriments	54
IV.3. Consommation en oxygène	55
IV.4. principe d'épuration par boue activée	56
IV.5. Avantages et inconvénients du procédé d'épuration par boues activée	56
IV.6. Evaluation de la DBO et de la masse bactérienne en fonction du temps d'aération	57
IV.7. Systèmes d'aération	59
IV.7.1. Aérateurs de surface	59
IV.7.2. Aérateurs de fond	60
IV.7.3. Hydro-éjecteurs	61
IV.7.4. Aération par air surpressé	61
Conclusion	62

Chapitre V : Traitement tertiaire

Introduction	63
V.1. Traitement de l'azote	63
V.1.1. Origine de l'azote	63
V.1.2. Mécanisme de l'élimination biologique de l'azote	63
a- L'ammonification	63
b- L'assimilation	63
c- la nitrification	64
d- la dénitrification	64
V.2. Traitement du phosphore	64
V.2.1. Origine du phosphore	64
V.2.2. Mécanisme de l'élimination biologique du phosphore	65
a- Traitements physico-chimiques	65
b- La déphosphatation biologique	65
V.3. Désinfection	66
V.3.1. But de la désinfection	66

V.3.2. Les germes ciblés pour attester de l'efficacité des traitements tertiaires	66
a- les germes témoins ou indicateurs de contamination fécale (GTGF).....	66
b- Bactéries pathogènes	66
c- virus pathogènes.....	67
V.3.3. procédé de désinfection	68
V.3.3.1. Chloration.....	68
V.3.3.2. Ozonation.....	69
V.3.3.3.Traitement U V.....	70
Conclusion	71

Chapitre VI : Traitement des boues

Introduction.....	73
VI.1.Origine et caractéristiques des boues.....	73
VI.1.1.Origine des boues résiduares	73
a- Les boues primaires	73
b- Les boues secondaires.....	73
c- Boues mixtes.....	73
d- Boues d'aération prolongée	73
e- Boues physico-chimiques	74
VI.2.Caractéristiques d'une boue.....	74
VI.2.1.La siccité d'une boue.....	74
VI.2.2.Le taux de Matières Volatiles Sèches	74
VI.2.3.Consistance de la boue	74
VI.3.Les principales méthodes de traitement des boues	75
VI.3.1.Epaississement.....	75
VI.3.1.1.Principe de l'épaississement.....	75
VI.3.1.2.Types d'épaississements.....	75
A- Epaississement gravitaire	75
B- Epaississement dynamique	76
B.1.La flottation	76
B.2.La Centrifugation	76
b.3.Le Drainage.....	77
VI.3.2.Stabilisation	77
VI.3.2.1.La stabilisation biologique	77
A-Stabilisation aérobie.....	77
B-Stabilisation anaérobie.....	78
VI.3.2.2.Stabilisation chimique	78
VI.3.3.Déshydratation des boues	78
VI.3.3.1.Déshydratations naturelle.....	78
A-Lit de séchage.....	79
VI.3.3.2.Déshydratations mécanique.....	80
A- La filtration sous vide.....	80
B- Les filtres sous pression	80
C- Les filtres à bande	80
D- Centrifugation des boues.....	80

VI.4. Destination finale des boues	81
VI.4.1.Principale filières.....	81
VI.4.1.1.Valorisation organique	81
a- Epanchage des boues	81
b-Valorisation sous forme de compost	82
VI.4.1.2.Valorisation énergétique	83
VI.4.3.La mise en décharge contrôlée	83
VI.4.2.Filières facultatives	83
VI.4.2.1.La co-combustion en cimenterie	84
VI.4.2.2.La gazéification.....	84
Conclusion.....	85

Chapitre VII : Dimensionnement de la station

Introduction	86
VII .1.Calculs de base pour le dimensionnement	86
VII.1.1.Estimation des débits	86
A -Calcul du débit de consommation en eau potable pour la population urbaine.....	87
B-Calcul du débit des équipements	87
C-Calcul du débit total en eau potable	87
VII.1.2.Evaluation des rejets Horizon 2020	88
a-Débit journalier	88
b- Débit moyen horaire	88
c-Débit de pointe	88
VII.1.3. Evaluation des charges polluantes	89
a-La charge moyenne journalière en DBO5.....	90
b-La charge en MES	90
VII.2. Dimensionnement des ouvrages de la Station d'épuration	91
VII.2.1.Prétraitements	91
VII.2.1.1.Dégrillage	91
a-Pour le dégrillage grossier	93
b- Pour le dégrillage moyenne	93
c- Calcul des pertes de charge	94
d- Evaluation des refus des grilles	94
VII.2.1.2.Dessablage – Déshuilage.....	96
A-Dimensionnement du bassin de dessablage –déshuilage	96
a-Le volume	97
b-la hauteur.....	97
c-La surface horizontale	97
d-La longueur	97
e-Largeur	98
f-Le volume d'air à insuffler dans le dessableur	98
g-Calcul des quantités des matières éliminées par le dessableur	98
VII.2.2.Le traitement primaire (décantation primaire).....	100
VII.2.2.1.Dimensionnement de décanteur primaire.....	101

a-La surface horizontale du décanteur	101
b-Volume du décanteur	101
c-La hauteur du décanteur	101
d-Le diamètre du décanteur.....	102
e-Détermination du temps du séjour	102
f-Calcul de la quantité de boues éliminées	102
VII.2.3. Traitement biologique.....	103
Etude de la variante à moyenne charge	
VII.2.3.1.Dimensionnement du bassin d'aération.....	103
a-le volume du bassin :	104
b-La hauteur du bassin	104
c-Surface horizontale du bassin	104
d-largeur.....	104
e-Longueur.....	104
f-La masse de boues dans le bassin	104
g- Concentration de boues dans le bassin.....	104
h-Calcul du temps de séjour	104
VII.2.3.2.Concentration de l'effluent en DBO5.....	105
VII.2.3.3.La charge polluante à la sortie	105
VII.2.3.4.La charge polluante éliminée Le.....	105
VII.2.3.5.Le rendement de l'épuration.....	105
VII.2.3.6.Besoins théoriques en oxygène.....	105
A. les besoins journaliers en oxygène.....	106
B. La quantité d'oxygène horaire	106
C. La quantité d'oxygène nécessaire par m3 du bassin	106
D. Les besoins en pointe horaire en oxygène.....	106
VII.2.3.7.Besoin réel en pointe en oxygène.....	106
VII.2.3.8.Calcul des caractéristiques de l'aérateur.....	106
A-Calcul de la puissance de l'aération nécessaire (En).....	106
B-puissance de brassage	107
C-Calcul de nombre d'aérateurs dans le bassin.....	107
VII.2.3.8.Bilan de boues	107
A-Calcul de la quantité des boues en excès.....	107
B-Concentration des boues en excès	108
C. Le débit de boues en excès	108
D. Le débit spécifique par m3de bassin.....	108
E. Les boues recyclées.....	109
F. Le taux de recyclage	109
G. Le débit des boues recyclées.....	109
H. Age des boues.....	109
VII.2.3.9. Calcul du clarificateur (décanteur secondaire).....	110
A-Le volume du décanteur.....	110
B-Hauteur du clarificateur.....	110
C-La surface horizontale du décanteur.....	110

D-Le diamètre du décanteur	110
E-Le temps de séjour	110
VII.2.4. Traitement tertiaire (désinfection)	112
VII.2.4.1.Dose du chlore à injecter.....	113
VII.2.4.2.La dose journalière en chlore.....	113
VII.2.4.3.Calcul de la quantité de l'eau javel.....	113
VII.2.4.4.La quantité d'hypochlorite de sodium nécessaire.....	113
VII.2.4.5.La quantité annuelle d'hypochlorite de sodium.....	113
VII.2.4.6.Dimensionnement du bassin de désinfection	113
a-Le volume du bassin.....	113
b-La hauteur du bassin	113
c-La surface horizontale.....	113
d-La largeur et la longueur	113
VII.2.5.Traitement des boues	114
VII.2.5.1.Epaississement	115
VII.2.5.2.Stabilisation.....	115
VII.2.5.3.Déshydratation.....	115
A. Dimensionnement.....	115
A.1.Epaississeur	115
a-Boues issues du décanteur primaire	115
b-Boues issues du décanteur secondaire	115
c-la quantité totale journalière des boues.....	115
d-La concentration des boues	115
e-Calcul du débit journalier reçu par l'épaississeur.....	116
1-Le débit arrivant du décanteur primaire	116
2-Le débit arrivant du décanteur secondaire	116
3-Le débit total	116
4-La concentration du mélange (S).....	116
5-Le volume de l'épaississeur	116
6-La surface horizontale	116
7-Le diamètre	116
8-Caractéristiques des boues épaissies.....	116
9-Calcul du débit des boues épaissies.....	116
A.2.Stabilisateur aérobie	116
A.2.1.La quantité de MVS contenue dans les boues	117
A.2.2.La quantité de MVS à la sortie de la stabilisation	117
A.2.3.Temps de séjour	117
A.2.4.Boues en excès dans le stabilisateur	117
A.2.5.Dimensionnement du bassin de stabilisation	117
a-La masse de boue à maintenir dans le stabilisateur (Mb).....	117
b-Volume du bassin de stabilisation	117
c-Surface horizontale.....	118
d - La longueur de bassin	118
e -La largeur de bassin	118

f-Aération du bassin de stabilisation	118
A.3.lits de séchage	118
A.3.1.Calcul des lits de séchage	118
a-Le volume de boues épandues sur chaque lit	118
b-Nombre de lits nécessaires à chaque épandage	119
c-Volume des boues épandues par lit et par an	119
d- Volume des boues à sécher par an.....	119
e- Nombre de lits nécessaire.....	119
f- Surface nécessaire	119

Etude de la variante à faible charge

VII.3.Dimensionnement du bassin d'aération	121
VII.3.1.le volume du bassin	121
VII.3.2.La hauteur du bassin	121
VII.3.3.Surface horizontale du bassin.....	122
VII.3.4.Longueur.....	122
VII.3.5.Largeur.....	122
VII.3.6.La masse de boues dans le bassin.....	122
VII.3.7.Concentration de boues dans le bassin.....	122
VII.3.8.Calcul du temps de séjour	122
VII.4.Concentration de l'effluent en DBO5 (S0).....	122
VII.4.1.La charge polluante à la sortie	122
VII.4.2.La charge polluante éliminée Le.....	122
VII.4.3.Le rendement de l'épuration.....	122
VII.5.Besoins théoriques en oxygène.....	123
A. les besoins journaliers en oxygène.....	123
B. La quantité d'oxygène horaire	123
C. La quantité d'oxygène nécessaire par m ³ du bassin	123
D. Les besoins en pointe horaire en oxygène	123
VII.6.Besoin réel en pointe en oxygène.....	123
VII.7.Calcul des caractéristiques de l'aérateur.....	124
A-Calcul de la puissance de l'aération nécessaire (En).....	124
B-puissance de brassage	125
C-Calcul de nombre d'aérateurs dans le bassin	125
VII.8.Bilan de boues	125
A-Calcul de la quantité des boues en excès	125
B-Concentration des boues en excès	125
C-Le débit de boues en excès	125
D-Le débit spécifique par m ³ de bassin	125
E-Le taux de recyclage	125
F-Le débit des boues recyclées	125
G- Age des boues	125
VII.9.Calcul du clarificateur (décanteur secondaire).....	126
VII.10.Traitement tertiaire (désinfection)	128

VII.11.Traitement des boues	128
VII.11.1.Dimensionnement.....	128
A. Epaisseur	128
A.1.Boues issues du décanteur secondaire	128
A.2.La concentration des boues	128
A.3.Le débit arrivant du décanteur secondaire (le débit total).....	128
A.4.Le volume de l'épaisseur	128
A.5. La surface horizontale	129
A.6.Le diamètre	129
A.7.Calcul du débit des boues épaissies	129
B.Lits de séchage	129
B.1.Le volume de boues épandues sur chaque lit	129
B.2.Nombre de lits nécessaires à chaque épandage	129
B.3.Volume des boues épandues par lit et par an	129
B.4.Volume des boues à sécher par an	129
B.5. Nombre de lits nécessaire.....	129
B.6.Surface nécessaire	129
Conclusion.....	131

Chapitre VIII : Calcul Hydraulique

Introduction	132
VIII.1.Déversoir d'orage	132
VIII.1.1.Type de déversoir d'orage.....	132
VIII.1.2.Dimensionnement du déversoir d'orage.....	133
VIII.1.2.1.A l'amont du déversoir	133
VIII.1.2.2.A l'aval du déversoir (vers la station).....	134
VIII.1.2.3. Le débit déversé vers le milieu exutoire (Q_d).....	134
VIII.1.2.4.Dimensionnement du déversoir d'orage.....	134
VIII.1.2.5.la largeur du seuil déversant	134
VIII.2.Relevage	135
VIII.2.1.Dimensionnement du puisard	135
VIII.2.1.1.Volume.....	135
VIII.2.1.2.Surface	135
VIII.2.1.3.Largeur.....	135
VIII.2.2.La conduite de refoulement	135
VIII.2.3.Calcul de la hauteur manométrique de la pompe	136
VIII.2.4. Choix de la pompe.....	137
VIII.3.Profil hydraulique	137
VIII.3.1. Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages	138
VIII.3.1.1. Diamètre	138
VIII.3.1.2.Longueurs des conduites	138
VIII.3.1.3.Calculs des cotes piézométriques des différents ouvrages	139
VIII.3.1.4.Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages et les cotes piézométriques.....	140

A-Conduite dégrilleur -désableur (A-B).....	140
B-Conduite désableur - bassin de décantation (A-B)	140
C-Conduite bassin décantation - aération (A-B)	140
D-Conduite d'aération -bassin de clarificateur (A-B).....	141

Chapitre IX : Gestion et Exploitation de la station

Introduction	142
IX.1. Aménagements spéciaux	142
IX.2. Missions	142
IX.2.1. Exploitation	142
IX.2.2. Maintenance	143
IX.2.3. Laboratoire	143
IX.3. Moyens matériels	143
IX.4. Organigramme	144
IX.5. Organigramme des moyens humains	145
IX.6. Les paramètres à mesurer et à contrôler dans la station	145
IX.7. Contrôle de fonctionnement	146
IX.7.1. Contrôle journalier	146
IX.7.2. Contrôles périodiques	146
IX.8. Entretien des ouvrages	147
IX.8.1. Les pré-traitements	147
IX.8.1.1. Le dégrilleur	147
IX.8.1.2. Désableur-déshuileur	147
IX.8.2. Le traitement primaire.....	147
IX.8.3. Bassin d'aération	148
IX.8.4. Clarification.....	148
IX.8.5. Désinfection des eaux épurées	148
IX.8.6. Epaisseur.....	148
IX.8.7. Lits de séchage.....	149
Conclusion	149
Conclusion Générale	

Listes des figures

Figure I.1 : Situation géographique de la wilaya de Bordj Bou Arréridj	02
Figure II.1 : Caractérisation des Rejets domestiques	11
Figure II.2 : méthode de détermination de MES	15
Figure II.3 : la variation des valeurs de pH	16
Figure II.4: Schéma du réseau séparatif	23
Figure II.5: Schéma du réseau unitaire	24
Figure III.1: les étapes de traitement des eaux usées	28
Figure III.2: poste de relevage par vis d'Archimède	29
Figure III.3: la grille manuelle	31
Figure III.4: grille mécanique	31
Figure III.5 : la grille droite	31
Figure III.6 : la grille courbe	31
Figure III.7: déssableur rectangulaire de l'ancienne SETP de la ville de Bordj Bou Arreridj..	34
Figure III.8: Racleur des graisses d'un déssableur- dégraisseur	35
Figure III.9 : Décanteur longitudinal a pont racleur	37
Figure III.10: Décanteur cylindro-conique	37
Figure III.11: Lagunage naturel.....	40
Figure III.12 : système d'épuration par lagunes aérés	41
Figure III.13 : le lit bactérien	44
Figure III.14 : Pièces ou matériaux à l'intérieur du lit	44
Figure III.15 : éléments de remplissage du lit bactérien	44
Figure III.16 : Les disques biologiques.....	45
Figure III.17: Bassin d'aération de l'ancienne SETP de la ville de Bordj Bou Arreridj.....	46
Figure III.18 : Clarificateur de L'ancienne SETP de la ville de Bordj Bou Arreridj.....	47
Figure IV.1 : schéma d'une station de traitement par boues activées	50
Figure IV.2 : développement d'une culture bactérienne	58
Figure IV.3 : Aérateur à axe horizontal	60
Figure IV.4: Aérateur de fond	61
Figure IV.5 : Ventoxal d'Air Liquide.....	61
Figure VI.1 : Epaissement statique gravitaire	76
Figure VI.2: Flottation	76
Figure VI.3: Centrifugation	77
Figure VI.4 : Lits de séchage de L'ancienne SETP de ville de Bordj Bou Arreridj	79
Figure VI.5 : Différentes étapes de traitement des boues avant épandage	81
Figure VI.6 : Epandage agricole.....	82
Figure VI.7 : Techniques de traitement des boues et leurs destinations en France.....	85
Figure VIII.1 : schéma d'un déversoir d'orage type latéral.....	132
Figure VIII.2 : déversoir d'orage type latéral	133
Figure IX.1 : Les 3 fonctions principales de la gestion et la surveillance de la future station. d'épuration	144
Figure IX.2 : les personnels chargé de gérer la station	145

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Coordonnées de la station Météorologique, 2013.....	5
Tableau I.2 : Pluviométrie moyenne mensuelle de la station d'Ain Taghrouit, 2013.....	5
Tableau I.3: Répartition moyenne mensuelle de la température de la Station d' Ain Taghrouit..	6
Tableau I.4 : Variation de vent	6
Tableau I.5 : Evolution de la population	7
Tableau I.6 : Besoins Théoriques de la Population d'Ain Taghrouit	8
Tableau I.7: Besoins Théoriques de la Population de Bir Kasd Ali	8
Tableau II.1 : Minéralisation de l'eau en fonction de la conductivité	14
Tableau II.2 : le mode de traitement en fonction du rapport (DCO/DBO)	18
Tableau II.3 : Le résultat est exprimé en EQUITOX	20
Tableau II.4 : les maladies liées aux différents micro-organismes	22
Tableau II.5 : la charge en DBO5 apportée par les eaux brutes	23
Tableau II.6 : la charge en MES	23
Tableau II.7 : Les normes de rejet des eaux usées	25
Tableau III.1 : Types de grilles	30
Tableau III.2 : Avantages et inconvénients des grilles	32
Tableau III.3: Avantages et inconvénients du lagunage	42
Tableau III.4 : Avantages et inconvénients des différents procédés intensifs.	45
Tableau IV.1: classement des procédés par boues activées	53
Tableau IV.2: Concentrations d'ions métalliques qui réduisent l'efficacité du traitement biologique par boues activées.....	54
Tableau IV.3 : Avantages et inconvénients des différents procédés.....	57
Tableau V.1 : Quelques virus pathogènes rencontrés dans les eaux.....	68
Tableau VI.1 : Pourcentage de siccité pour chaque état physique des boues.....	74
Tableau VI.1 : Comparaison des techniques de l'épaississement sur quelques paramètres	77
Tableau VII.1 : Consommation en eau pour les secteurs domestiques et équipements pour les deux horizons.....	88
Tableau VII.2 : les bases de dimensionnement des ouvrages d'épuration de la station pour les deux horizons.....	91
Tableau VII.3 : Espacement et épaisseur des barreaux.....	92
Tableau VII.4 : Les valeurs de β en fonction de la forme des barreaux.....	94

Tableau VII.5 : les résultats de dimensionnement de dégrilleur pour l'horizon 2020.....	96
Tableau VII.6 : Dimensionnement du désableur-déshuileur.....	100
Tableau VII.7 les valeurs de la Vitesse limite en fonction de $Q_{moy} h$	101
Tableau VII.8 : dimensions du décanteur primaire pour les deux horizons.....	103
Tableau VII.9 : Résultats de calcul d'aérateur pour les deux horizons.....	111
Tableau VII.10 : résultats de dimensionnement du bassin de désinfection pour les deux horizons.....	114
Tableau VII.11 : Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur, stabilisateur aérobie et le lit de séchage (2020 et 2035).....	120
Tableau VII.12 : Résultats de calcul d'aérateur et le décanteur secondaire pour les deux horizons.....	127
Tableau VII.13 : Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur et le lit de séchage (2020 et 2035).....	130
Tableau VIII.1 : Les diamètres normalisés.....	136
Tableau VIII.2 : Les valeurs de K , m et β	136
Tableau VIII.3 : Cotes moyennes du terrain naturel d'implantation des différents ouvrages de la station.....	138
Tableau VIII.4 : Longueurs réelles des conduites entre les ouvrages de la STEP.....	139
Tableau VIII.5 : récapitulatif des différentes cotes des ouvrages de la STEP.....	141

Liste des planches

Plans N° 01 : plan de la situation géographique de Ain Taghrout et Bir Kasd Ali (w.Bourdj Bou Arréridj).

Plans N° 02 : Plan d'implantation de la station d'épuration.

Plans N° 03 : Profil hydraulique

Plans N° 04 : Ouvrages de la station d'épuration par boues activées de la ville Ain Taghrout et Bir Kasd Ali

Liste des abréviations

STEP : Station d'épuration

MVS : matières volatiles en suspension

MES : Matières en Suspensions

MMS : Matières Minérales

DBO₅ : demande biologique en oxygène durant 5 jours

DCO : demande chimique en oxygène

SEAAL : Société des Eaux et d'Assainissement d'Alger

EH : Equivalent Habitant

C_v : Charge Volumique

C_m : Charge Massique

ONA : Office National d'Assainissement

RN5 : Route national numéro 5

CW38 : Chemin de wilaya 38

PDAU : Plan directeur de l'aménagement et d'urbanisme

A.C.L : Agglomération chef-lieu

ANRH : Agence national des ressources en eau humain

DPSB : Direction de programmation et de suivit budgétaire

DRE : Direction de la ressource en eau

P.A.C.L : population d'Agglomération chef-lieu

BBA : Bordj Bou Arreridj

A.P.C : Assemblée populaire communale

Introduction générale

L'eau, cette source de vie, constitue l'une des ressources naturelles les plus sensibles à la pollution ; elle demeure largement gaspillée et polluée à l'échelle planétaire ; peu à peu, elle se raréfie et sa qualité diminue.

Tout au long de son parcours, l'eau reçoit les apports réguliers et directs des polluants d'origines urbaine et industrielle ou les apports surtout diffus et irréguliers de polluants d'origine agricole.

De nos jours, les besoins en eau potable varient entre 100 et 250 litres par habitant et par jour, et les besoins en eau pour les activités industrielles sont énormes ceci génère une pollution supplémentaire à celle produite par les activités humaines. Cette eau polluée se déverse quotidiennement dans les lacs et les rivières.

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 d'Ain Taghrout et Bir Kasd Ali à vocation agricole souffre actuellement de la pollution de son oued «Ain Taghrout», Cette situation engendre le barrage de Ain Zada par la pollution des eaux usées rejetées sans aucun traitement, la 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 de l'Oued Ain Taghrout par conséquent le barrage Ain Zada et 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 part le monde et notamment en Algérie.

Chapitre **I**

Présentation de la zone d'étude

Introduction

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

L'évaluation des débits d'eau à traiter et l'analyse des eaux usées est une phase très importante dans la conception d'une usine de dépollution. Aussi, la connaissance de la vocation de la région d'étude (agricole ou industrielle) conditionne le choix du procédé de traitement, notamment le traitement tertiaire à envisager. Dans ce contexte, ce chapitre est consacré à la présentation de la zone d'étude sur le plan géographique, climatologique, démographique et hydraulique.

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

La zone d'étude comprend l'agglomération chef-lieu A.C.L de (Ain Taghrout et Bir Kasd Ali) ; elle est située dans les hauts plateaux sétifiens, et se développe de part et d'autre de la RN° : 5 (Alger- Constantine) entre Bordj Bou Arréridj à l'ouest et Sétif à l'Est.

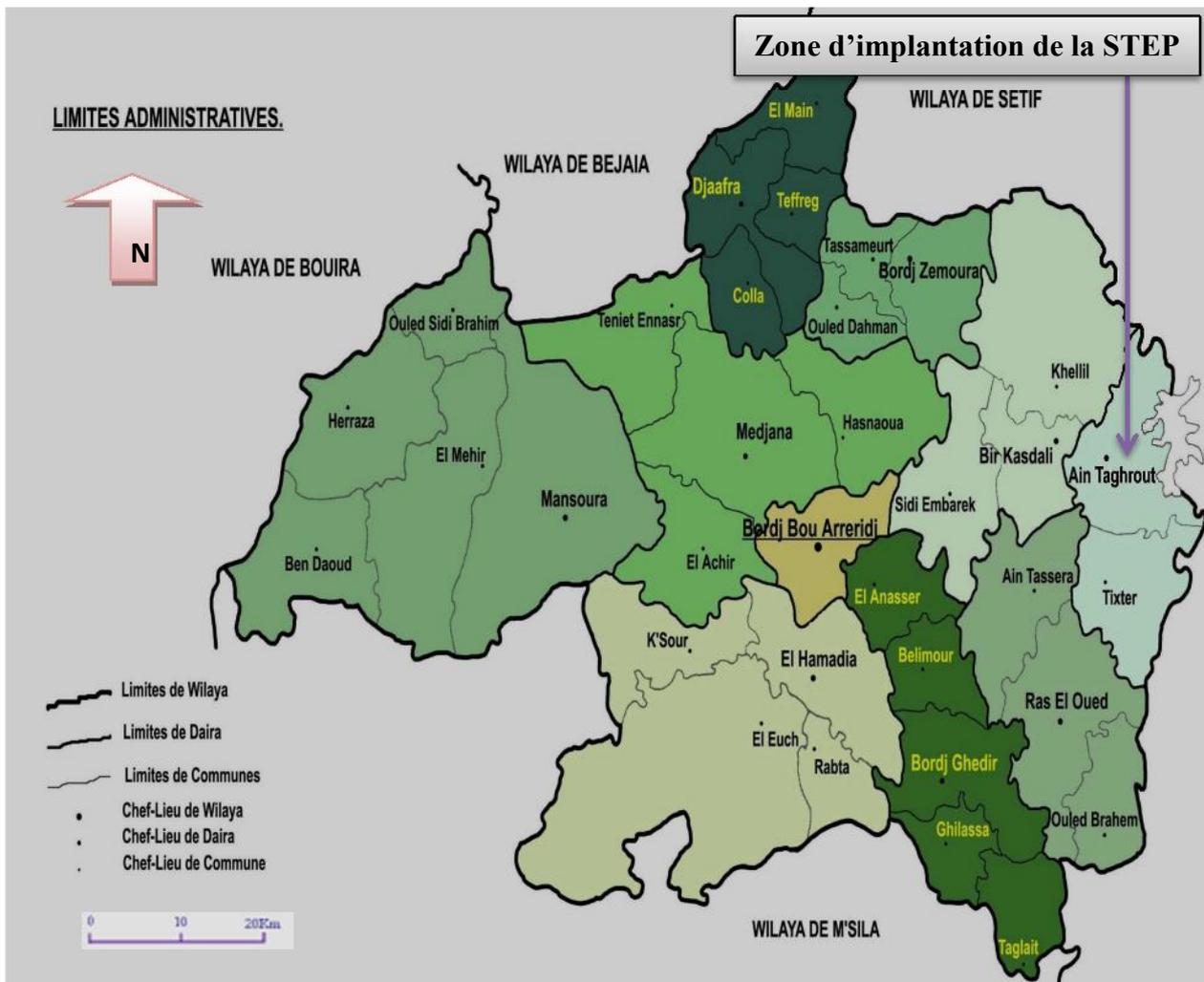
L'espace étudiée occupe une position centrale entre deux chaînes de montagnes :

- ✓ La première, au nord, celle du prolongement de la chaîne bibanique, matérialisée par les reliefs de Bougaa, Guenzet et Beni ourtilane.
- ✓ La seconde, celle du mont d'Hodna au sud.

Les limites administratives de la commune d'Ain Taghrout sont :

- Au nord la commune de Beni-Oussine (wilaya de Sétif)
- Au Nord-Ouest la commune khellil
- A l'Ouest la commune Bir Kasd Ali
- Au Sud-Ouest la commune Ain Tassera
- Au sud la commune Tixer
- Au Sud Est la commune Mezloug (Wilaya de Sétif)
- A l'Est la commune Ain Arnat (Wilaya de Sétif)

La commune Bir Kasd Ali est située à l'EST du chef-lieu de la wilaya de BBA à 30 km à proximité de la route nationale N° :5 à 1,5 Km environ.



Source : A.P.C de Ain Taghrout.

Figure I.1: Situation géographique de la wilaya de Bourdj Bou Arréridj

I.2. 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 précisées :

- 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, 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 de sol conditionnent beaucoup le coût du génie civil ;
- prendre des précautions particulières lorsqu'un aquifère se situe à faible profondeur (clapets en fond de bassins, ...) ;
- ne pas implanter les ouvrages dans les zones plantées d'arbres à feuilles caduques (lit bactérien, lagunage, bassin d'aération...) ;
- penser aux extensions ou aux aménagements futurs (disponibilité et réservations de terrains).

I.3.Situation géographique de la zone d'étude

I.3.1.Aglomération chef-lieu d'Ain Taghrout

a. Situation géographique

Située au cœur du groupement intercommunal au Sud Est de Bir Kasd Ali et Khellil et au nord de Tixter, l'agglomération Ain Taghrout occupe une position de carrefour par rapport aux principaux axes de communications qui structurent l'espace communal.

- La RN5, axe d'importance nationale reliant les deux grands pôles urbains de la région, Borjd Bou-Arréridj à l'ouest et Sétif à l'Est, constitue la limite Sud de l'agglomération.
- Le CW38 traverse Ain Taghrout et la relie aux autres agglomérations (Bir Kasd Ali, Khellil, Tixer).

Le CW63 traverse l'agglomération dans sa partie Nord-Est et la relie à Khellil et Bougaa.

L'agglomération Ain Taghrout s'est développée sur un site relativement plat, avec dans sa partie sud quelques affleurements rocheux. Du point de vue physique, ce site offre de bonnes possibilités d'extension qui sont néanmoins conditionnées par la nature agricole des terrains qui entourent l'agglomération.

b. Structure de la ville et son développement

L'agglomération Ain Taghrout s'est constituée au cours de différentes étapes de croissance selon des modes différents d'occupation du sol.

Actuellement, face à la rareté des terrains urbanisables, l'extension s'est orientée vers l'intérieur du tissu existant, exploitant les poches vides disponibles estimées à 4,74 ha et dans les secteurs à urbaniser et d'urbanisation future définis par le PDAU de 1996, offrant une superficie estimée à environ 30 hectares.

L'urbanisation de la ville Ain Taghrout a engendré une variété de types d'habitat qui a contribué à une ségrégation morphologique du cadre bâti.

L'observation du tissu permet de distinguer les types d'habitat différenciés suivants :

- Constructions anciennes généralement en état moyen au niveau du noyau colonial.
- Habitat individuel spontané dans le Douar El Kef datant de l'époque coloniale, actuellement en mauvais état.
- Nouvel habitat collectif et individuel sous forme de lotissement au niveau des zones d'extension.

I.3.2. Agglomération chef-lieu de Bir Kasd Ali

a. Situation géographique

Cette agglomération occupe une position centrale au sein du groupement intercommunal entre Khellil au Nord et Ain Taghrout au sud Est.

Elle desservie par deux axes routiers d'importance régionale :

- Le Cw 38 la reliant aux autre chefs-lieux du groupement (Khellil. Ain Taghrout et Tixter).
- Le CW 64 A la reliant à la RN 5 (axe d'importance nationale reliant l'Est et le centre du pays).

Dans un territoire potentiellement agricole, sans aucune contrainte s'est implanté sur un terrain plat le premier noyau de l'agglomération de Bir Kasd Ali sous forme d'un village de colonisation sur une superficie d'environ 11 hectares.

b. Structure de la ville et son développement

L'agglomération de Bir Kasd Ali qui s'est constituée par différentes étapes de croissance est fortement marquée par trois principales caractéristiques déterminantes de la configuration actuelle :

- Un noyau central composé essentiellement par de l'habitat individuel et des équipements structurants qui concentre la majeure partie des fonctions Administratives et commerciales
- Un tissu traditionnel composé d'une centaine d'habitations individuelles dans un état précaire et dépourvu de voirie.
- Un tissu urbain périphérique

I.4. Présentation du site d'implantation de la station d'épuration

I.4.1. Site de la future station d'épuration

Le site retenu pour la réalisation de la future station d'épuration se trouve sur le territoire de la commune Ain Taghrout. Il longe l'ancienne RN°5 et se localise sur la rive droite de cette dernière, à 1,5 Km de l'A.C.L. Il s'étend sur une superficie de 10 ha.

I.4.2. Présentation de la zone d'influence

La future station d'épuration sera implantée dans l'agglomération chef-lieu de Ain Taghrout, wilaya de Bordj Bou-Arréridj, et sera destinée à épurer les eaux usées de A.C.L de **(Ain Taghrout et Bir Kasd Ali)**.

Ces agglomérations déversent leurs rejets d'eaux usées brutes dans Oued Ain Taghrout qui alimente le Barrage Ain Zada.

La délimitation de la zone d'influence comprend donc :

- ✓ Le site de la future station d'épuration ;
- ✓ La région à assainir : chef-lieu Ain Taghrout et Bir Kasd Ali ;
- ✓ Les terres à irriguer à partir de l'oued Ain Taghrout, en aval de la station et du Barrage Ain Zada ;
- ✓ Le lieu de traitement ou de dépôt de déchets (les boues issues de la future station d'épuration).

Par conséquent, la zone d'influence va couvrir tous les terrains en aval de la station, le long de

l'oued Ain Taghrout jusqu'au barrage Ain Zada.

I.5.Situation climatique

Le climat peut être défini ou observé à différentes échelles qui sont par ordre croissant, le climat local, le climat régional, et le climat général. L'étude climatique, nous renseigne sur la pluviométrie, les températures et les vents. La région est caractérisée par un climat méditerranéen continental à étage bioclimatique semi-aride. La station d'observation météorologique la plus proche se situe à Bordj Bou Arreridj et elle a les coordonnées suivantes :

Tableau I.1 : Coordonnées de la station Météorologique, 2013

Coordonnées de la station Météorologique	Code de La station	Longitude	04°,67 E
	15-02-01	Latitude	36°,07 N
		Altitude	1028 m

Source : ANRH de Bordj Bou Arreridj.

Il conviendrait de préciser que les paramètres climatiques cités ci-dessous ont une influence déterminante sur le fonctionnement d'une station d'épuration biologique. Il s'agit de :

- ✓ la température a un effet sur les mécanismes réactionnels et sur l'activité des bactéries épuratrices.
- ✓ Le vent peut contribuer à la diffusion des mauvaises odeurs et permet également le brassage des eaux dans le cas d'un lagunage.
- ✓ la pluviométrie conditionne le choix du facteur de dilution dans le cas d'un réseau d'assainissement unitaire.

I.5.1. Pluviométrie

Les moyennes mensuelles des précipitations en mm sont données dans le tableau suivant :

Tableau I.2 : Pluviométrie moyenne mensuelle de la station d'Ain Taghrout,2013

Mois	Jan	Fév.	Mar.	Avr.	Mai.	Juin.	Juil.	Août	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Total annuel
P (mm)	29	34	31	40	33	10	3	13	13	34	30	42	318

Source : ANRH de Bordj Bou Arreridj.

Ce tableau fait ressortir une pluviométrie annuelle de 318 mm qui se répartie sur deux (02) périodes distinctes.

Une période concernant la saison estivale (Juin, Juillet et Août) marquée par des faibles pluies d'une moyenne de 9mm.

Une deuxième période concernant les autres saisons de l'année, marquée par une abondance des pluies comparativement à la première période.

En effet, les pluies débutent en Automne (Septembre, Octobre, Novembre) avec une moyenne de 26mm et s'accroissent en hiver (Décembre, Janvier, Février) avec une moyenne de 35mm.

I.5.2. Température

La région Ain Taghrout a une température moyenne de 15 C°.

Tableau I.3 : Répartition moyenne mensuelle de la température de la Station d' Ain Taghrout.

Mois	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai.	Juin	Juil.	Août	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.
Temp (°C)	8	9	11	13	16	21	25	25	20	16	13	9

Source : ANRH de Bordj Bou Arreridj.

L'analyse des températures mensuelles mis en exergue l'existence de deux saisons :

- Une saison froide qui s'établit du mois Novembre au mois d'avril.
- Une saison moyenne qui s'établit du mois de mai au mois d'octobre.

I.5.3. Le vent

Le tableau suivant indique les variations concernant les moyennes mensuelles et annuelles.

Tableau I.4 : Variation de vent

Mois	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai.	Juin	Juil.	Août	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	MOY
VIM	6	7,1	6,6	6,7	6,9	6,5	5,9	5,5	3,7	5,3	5,2	7	6,2
DIV	SN	SN	SN	SN	ESW	SN	SN	SN	SN	SN	ESW	SN	SN
Fréq	39	32	33	30	27	27	29	38	38	37	45	38	35,1

Source : ANRH de Bordj Bou Arreridj.

VIM = Vitesse moyenne du vent en m/s.

DIV = Direction du vent.

Fréq = Fréquence moyenne mensuelle.

I.6. Situation démographique

L'évolution de la population communale depuis 1987 montre une tendance régressive du taux d'accroissement global. Cette évolution positive est sensiblement supérieure à la moyenne nationale; ceci s'explique par une augmentation sensible de la natalité et une régression très marquée de la mortalité due à l'amélioration des conditions de vie de la population.

Estimation de la population actuelle et future

La population 2008 de l'agglomération chef-lieu de :

- Ain Taghrout est estimée à 7070 habitants (source DPSB).
- Bir Ka'Ali est estimée 12153 habitants (source DPSB).

D'après la D.P.S.B. de la wilaya de (B.B.A), le taux d'accroissement de la population de Ain Taghrout et Bir Kas Ali est de 1,7 %, il sera conservé constant pour l'estimation de la population entre 2008 et 2035.

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

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

Avec :

P = Population future à l'horizon considéré ;

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

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

t = Taux d'accroissement.

Les valeurs ainsi calculées sont consignées dans le tableau suivant :

Tableau I.5: Evolution de la population

Année	Taux en(%)	Population Ain Taghrout (hab)	Population Bir Kasd Ali
2008	1.7	7070	12153
2012	1.7	7572	13002
2020	1.7	8666	14879
2035	1.7	11140	19138

Source: DPSB Bordj Bou Arreridj

I.7.Situation hydraulique

I.7.1.Alimentation en eau potable

I.7.1.1.Alimentation en eau potable pour l'A.C.L de Ain Taghrout

A l'exception de l'A.C.L et du centre Ouled Bounab qui sont alimentés à partir du Barrage Ain Zada, le reste des agglomérations de la commune sont alimentés en eau potable à partir de quatre (04) forages et un (01) puits. Le débit total exploité est estimé à 18,89 l/s.

L'agglomération chef-lieu Ain Taghrout est alimentée à partir du barrage Ain Zada avec un débit de 10 l/s.

La distribution se fait par un réseau de type maillé avec des conduites principales de diamètres de 250 mm à 150 mm à partir d'un réservoir 500 m³ et des conduites secondaires de diamètres 80 à 100 mm, à partir du nouveau réservoir 500 m³. Il est à signaler que l'agglomération dispose de deux autres réservoirs (anciens) actuellement non exploités. Le taux de raccordement en eau potable est de 100 %. Ce réseau a un linéaire de 19791 ml.

Les besoins en eau potable de la population d'Ain Taghrout sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau I.6: Besoins Théoriques de la Population d'Ain Taghrout

Année	Population (hab)	Dotation (l/hab/j)	Besoins (m ³ /j)
2008	7070	150	1060
2012	7572	150	1136
2020	8666	150	1300
2035	11140	150	1671

Source: DRE de Bordj Bou Arreridj

I.7.1.2. Alimentation en eau potable de l' A.C.L de Bir Kasd Ali

La commune Bir Kasd Ali compte cinq (05) forages, dont un non exploité (mauvaise qualité de ses eaux). Ces forages alimentent P.A.C.L et les centres de chouiha et Bir Larous. Le débit exploité est de 26 l/s.

L'agglomération chef-lieu de Bir Kasd Ali est alimentée à partir d'un seul forage situé à la Mechta Djouaher d'un débit de 10 l/s. Elle est dotée de trois réservoirs d'une capacité de 1000, 250 m³ et 100m³ et d'un réseau de distribution de type maillé dont les conduites primaires de diamètres 125 mm et 90 mm et les conduites secondaires de diamètres 90 mm et 63 mm. L'état du réseau est bon.

Les besoins en eau potable de la population Bir Kasd Ali sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau I.7 : Besoins Théoriques de la Population de Bir Kasd Ali

Année	Population (hab.)	Dotation (l/hab./j)	Besoins (m ³ /j)
2008	12153	150	1823
2012	13002	150	1950
2020	14879	150	2232
2035	19138	150	2870

Source: DRE de Bordj Bou Arreridj

I.8.Situation actuelle du réseau d'assainissement

I.8.1.Réseau d'assainissement de la commune de Ain Taghrout

La ville Ain Taghrout est dotée d'un réseau d'assainissement de type unitaire dont l'état est bon. Le taux de raccordement de la population au réseau est de 100%.Il est constitué de

- ✓ béton comprimé
- ✓ béton armé

Les diamètres des collecteurs varient entre 300 et 800mm Les rejets se font vers l'oued après une décantation dans deux bassins de décantation.

I.8.2. Réseau d'assainissement de la commune de Bir Kasd Ali

L'agglomération dispose d'un réseau d'assainissement de type unitaire d'une longueur de 21720 ml. Les rejets se font vers l'oued après une première décantation. L'état du réseau d'assainissement est bon.

Le taux de raccordement de la population au réseau est de 100%.Il est constitué de

- ✓ béton comprimé
- ✓ béton armé

Les rejets des deux villes Bir Kasd Ali et Ain Taghrout s'effectuent dans les cours d'eaux naturels avec un prétraitement préalable qui consiste en une simple décantation afin de protéger le barrage Ain Zada. En effet, Bir Kasd Ali est doté d'un déversoir d'orage et d'un bassin de décantation et Ain Taghrout est doté d'un déversoir d'orage et deux bassins de décantation.

Toutes fois, ces bassins ne sont pas bien exploités car ils nécessitent un entretien mensuel qui n'est pas respecté.

Il existe une conduite Ø800 des eaux usées de la ville de Bir Kasd Ali, située sur la rive droite du CW 38. Elle traverse en parallèle le canal ouvert d'Ain Taghrout qui est situé à côté d'EI KAF. Ce canal reçoit les eaux pluviales (crues) du bassin versant entre Ain Taghrout et Bir Kasd Ali.

La conduite Ø800 est reliée à la conduite Ø1000 des eaux usées de la ville d'Ain Taghrout.

Les eaux usées des deux agglomérations Ain Taghrout et Bir Kasd Ali se déversent dans les oueds Bir Kasd Ali et Ain Taghrout qui constituent une veine de l'oued Bousellam alimentant le Barrage Ain Zada.

Conclusion

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

Chapitre **II**

Généralités sur les eaux usées

Introduction

Les eaux usées quelle que soit leur origine, sont généralement chargées en éléments indésirables, qui selon leur quantité et selon leur composition, représentent un danger réel pour les milieux récepteurs et par leurs utilisateurs.

Les eaux usées proviennent de plusieurs sources. En effet, l'eau de pluie, ainsi que les différents polluants qui s'écoulent dans les égouts, aboutissent dans les établissements de traitement des eaux usées.

Ces dernières peuvent aussi provenir de sources industrielles.

Le problème de la pollution des eaux présente sans aucun doute l'un des aspects les plus inquiétants de la crise globale de l'environnement.

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

II.1. Définition de la pollution des eaux

La pollution de l'eau est une dégradation physique, chimique, biologique ou bactériologique de ses qualités naturelles, provoquée par l'homme et ses activités. Elle perturbe les conditions de vie de la flore et de la faune aquatiques; elle compromet les utilisations de l'eau et l'équilibre du milieu aquatique. Elle a pour origines principales :

- l'activité humaine : pollution domestique
- les industries : pollution industrielle.

II.1.1. La pollution domestique

Provient des utilisations quotidiennes de l'eau à la maison : eaux des toilettes, eaux savonneuses rejetées avec les lessives, les bains ou la vaisselle, les produits versés dans les éviers... A cela il faut ajouter les eaux usées rejetées (effluents) par les installations collectives, telles que les hôpitaux, les écoles, les commerces, les hôtels et restaurants, etc.

II.1.2. La pollution industrielle

Les rejets industriels sont caractérisés par leur très grande diversité. Suivant l'utilisation qui est faite de l'eau au cours du procédé industriel, nous distinguerons des polluants aussi diverses que :

- des matières organiques et des graisses (abattoirs, industries agro-alimentaires...);
- des hydrocarbures (industries pétrolières, transports);
- Des métaux (traitements de surface, métallurgie);
- des acides, bases, produits chimiques divers (industries chimiques, tanneries...);
- des eaux chaudes (circuits de refroidissement des centrales thermiques);
- des matières radioactives (centrales nucléaires, traitement des déchets radioactifs).

(Aquawal, 2014)

II.2. Caractéristiques des eaux usées :

II.2.1. Origine des eaux usées :

Les activités humaines produisent une grande variété de déchets, dont beaucoup sont entraînés par l'eau, et doivent être traités avant d'être rejetés dans le milieu récepteur.

II.2.1.1. Les eaux usées domestiques

Les eaux usées d'origine domestique sont issues de l'utilisation de l'eau (potable dans la majorité des cas) par les particuliers pour satisfaire tous les usages ménagers. Lorsque les habitations sont en zone d'assainissement collectif, les eaux domestiques se retrouvent dans les égouts. On distingue généralement deux « types » d'eaux usées domestiques qui arrivent toutes deux dans le réseau d'assainissement :

- les eaux noires, qui correspondent aux eaux de toilettes ;
- les eaux grises qui correspondent à tous les autres usages : lave-linge, lave-vaisselle, douche/bain, etc. (BAUMONT, 1996)

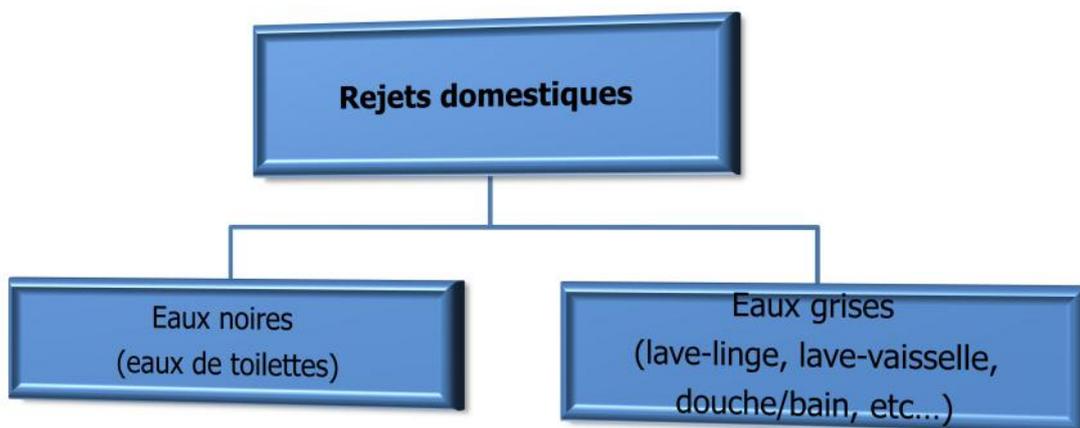


Figure II.1 : Caractérisation des Rejets domestiques

II.2.1.2. Les eaux industrielles

Ces eaux proviennent des différentes usines de fabrication ou de transformation. La qualité de ces eaux varie suivant le type d'industrie ; elles contiennent des matières organiques, minérales, des produits fermentescibles et peuvent être chargées en matières toxiques difficilement biodégradables qui nécessitent un traitement spécifique. Aussi tout fois, il est nécessaire de faire un prétraitement au niveau des usines avant d'évacuer ces eaux dans le réseau. (Eckenfelder, 1982)

II.2.1.3. Les eaux pluviales

Ces eaux englobant toutes précipitation météorologique ; pluies, neige, brouillard gelée etc. Elles peuvent aussi constituer une pollution importante des cours d'eau surtout en période orageuse.

Les eaux de pluies sont chargées d'impuretés au contact de l'aire (fumée industrielle).

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

Dans les zones urbaines, les surfaces construites rendent les sols imperméables et ajoutent le risque d'inondation à celui de la pollution. **(Office international de l'eau, 2005)**

II.2.1.4. Les eaux usées agricoles

L'agriculture est une source de pollution ; les eaux agricoles proviennent essentiellement des fermes ou cultures. Elles se caractérisent par de fortes teneurs en sels minéraux (azote, phosphore, potassium) issus des purins et lisiers d'élevage, ainsi que l'utilisation irrationnelle des engrais lors de l'épandage. Les différents polluants d'origine agricole ne peuvent donc pas être recueillis et traités ultérieurement dans une station d'épuration .

De ce fait, ils atteignent les cours d'eau par ruissellement de surface ou par écoulement souterrain.

II.2.1.5. les eaux résiduaires artisanales

Elles sont produites par les entreprises artisanales (abattoirs) et généralement sont rejetées dans les égouts. .

II.2.1.6. Les eaux de vidange

Dans toutes les communes, il existe des habitants non raccordés ou non raccordables à l'égout public. Or, toute fosse septique (ou appareil équivalent) produit obligatoirement des matières de vidange. L'évacuation et le traitement de ces matières domestiques font partie intégrante de l'assainissement.

Ces matières de vidange sont un concentré de pollution. Leur traitement simultanément à celui des eaux usées domestiques peut constituer une alternative intéressante dans la mesure où la station est équipée spécifiquement d'une fosse de réception de ces résidus permettant d'assurer les principales fonctions suivantes :

- ✓ Dégrillage,
- ✓ Stockage,
- ✓ Homogénéisation et présentation.
- ✓ Alimentation modulable de la station (en période creuse).

Certaines pollutions sont facilement identifiables par leur odeur, aspect et couleur spécifique.

Il est indispensable de déterminer leur origine pour une prise en compte lors de la conception de la station d'épuration. **(Office international de l'eau, 2005)**

II.3.les principaux paramètres de pollution

II.3.1. Les paramètres physiques

II.3.1.1. La température

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

Aussi il rentre dans les formules de dimensionnement des stations d'épuration par lagunage naturel.

II.3.1.2. Couleur et odeur

a- Odeur

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

b-Couleur

Dans les eaux usées urbaines ; la couleur est due à la présence de matières organiques dissoutes ou colloïdales. Une eau propre doit être incolore ; la couleur grisâtre de l'eau d'égout est d'origine domestique, une couleur noire indique une décomposition partielle ; les autres teintes indiquent un apport d'eau résiduaire industrielle. **(RODIER, 1996)**

II.3.1.3. La turbidité

La turbidité est la mesure de l'aspect plus ou moins trouble de l'eau; c'est l'inverse de la limpidité. Techniquement, la turbidité correspond à la propriété optique de l'eau permettant à une lumière incidente d'être déviée (diffraction) ou absorbée par des particules plutôt que transmise en ligne droite. Elle est causée par diverses matières particulaires ou colloïdales composées de limon, d'argile, de composés organiques ou inorganiques ainsi que du plancton et d'autres micro-organismes. **(Institut National de Santé Publique du Québec, 2003)**

II.3.1.4. Conductivité

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

Le tableau suivant nous renseigne sur la minéralisation de l'eau en fonction de la conductivité. **(RODIER, 1996)**

Tableau II.1 : Minéralisation de l'eau en fonction de la conductivité

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

II.3.1.5. Matières en suspension (MES)

Il s'agit de matières qui ne sont ni solubilisées ni colloïdales. On peut considérer qu'elles représentent un intermédiaire entre les particules minérales du type sable ou poussières de charbon et les particules minérales du type mucilagineuse.

Elles comportent des matières organiques et des matières minérales.

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

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

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

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

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

(Office International de l'Eau, 2005)

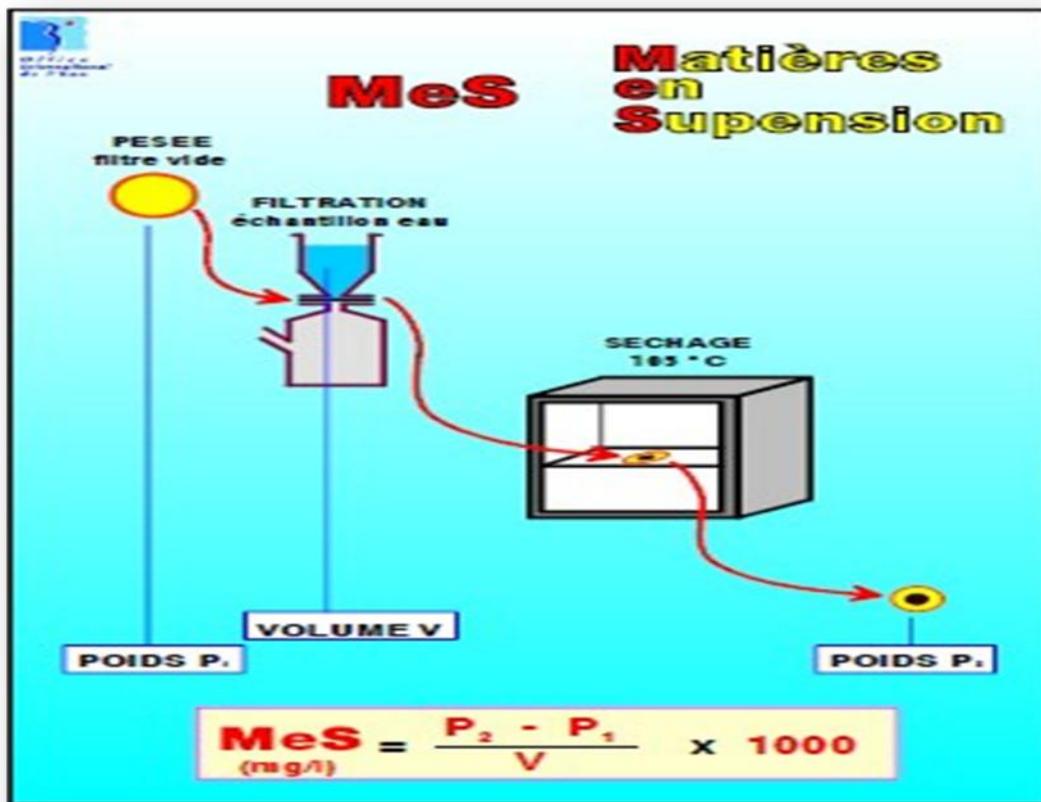


Figure II.2: méthode de détermination de MES

II.3.1.6. Matières volatiles en suspension (MVS)

Elles représentent la fraction organique des matières en suspension. Elles sont mesurées par calcination à 550°C pendant deux heures d'un échantillon dont on connaît déjà la teneur en MES. Elles représentent environ 70 à 80 % des MES. Elles s'expriment en mg/L.

(GAÏD, 1984)

II.3.1.7. Matières minérales (MM)

C'est la différence entre les matières en suspension et les matières volatiles. Elles représentent donc le résidu de la calcination au 550°C., et correspondent à la présence de sels, silice, poussières.... etc. (SATIN;SELM, 1999)

$$MM = MES - MVS \dots\dots\dots (II.1)$$

II.3.1.8. Matières décantables

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

II.3.2.les paramètres chimiques

II.3.2.1. Le pH

Le pH est une mesure de l'acidité de l'eau c'est -à-dire de la concentration en ions d'hydrogène (H^+). Un pH compris entre 6.5 et 8.5 est un pH idéal à la vie aquatique.

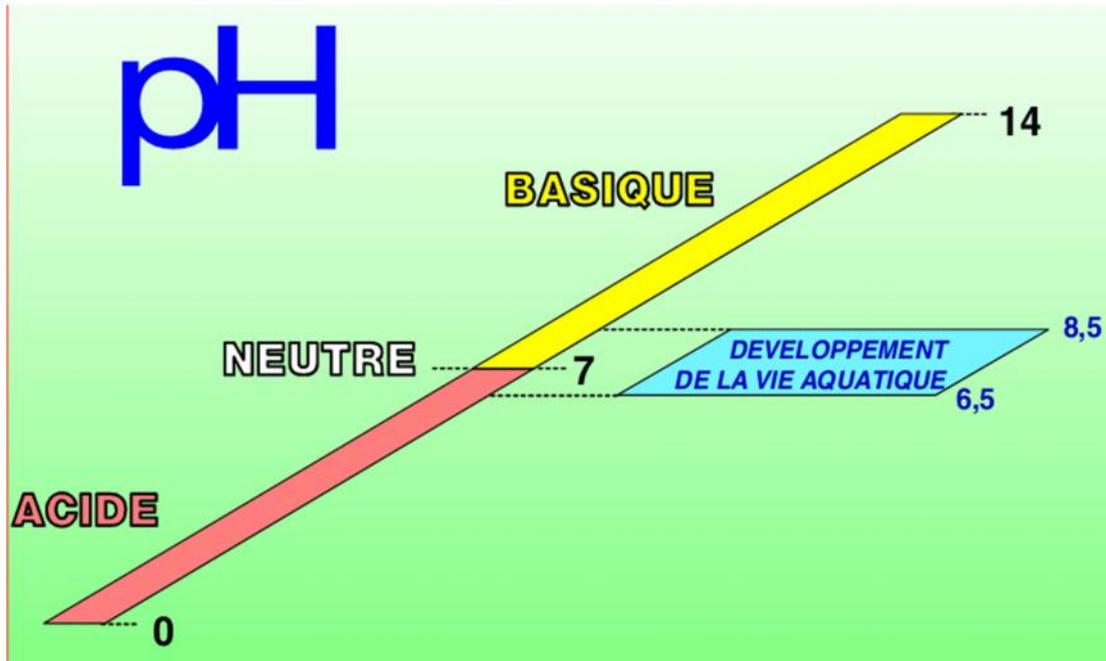


Figure II.3:la variation des valeurs de pH

II.3.2.2.Demande biochimique en oxygène (DBO5)

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

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

L'effet principal des matières biodégradables sur le milieu récepteur est l'appauvrissement en oxygène dissous de ce milieu qui résulte de leur dégradation. (**Office international de l'eau, 2005**)

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

Pour des raisons pratiques, on prendra en compte pour cette analyse la première phase de 5 jours que l'on notera DBO_5 . Elle est exprimée en milligrammes d'oxygène par litre (mgO_2/l)

II.3.2.3. Demande chimique en oxygène (DCO)

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

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

Pour déterminer la DCO, on mélange à l'eau à analyser une quantité volontairement excessive de réactif oxydant (dichromate de potassium). Pour que la réaction soit rapide et complète, on ajoute de l'acide sulfurique et on chauffe pendant deux heures. La DCO correspond à la différence entre la quantité d'oxydant initiale et celle subsistant après deux heures de réaction. Elle est exprimée en mgO_2/l .

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

Le rapport (DCO/DBO5) exprime le degré de biodégradabilité de l'eau usée et nous renseigne donc sur le type de traitement à adopter. (GAÏD, 1984)

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

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

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

Remarque

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

Le tableau ci-dessous, nous renseigne sur le mode de traitement à adopter en fonction du rapport DCO/DBO. (GAÏD, 1984)

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

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

II.3.2.5. Les nutriments

a -Azote

On distingue 5 formes d'azote dans l'environnement :

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

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

Une analyse permet de mesurer simultanément l'azote organique et l'azote ammoniacal. Cette analyse est appelée dosage de l'Azote Kjeldahl (NK) (**Office International de l'Eau, 2005**)

b- Le phosphore

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

On distingue deux types :

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

Une analyse permet de doser simultanément le phosphore organique (Porg) et le phosphore minéral (P- PO_4). Cette analyse est notée phosphore total (Pt). (**Office International de l'Eau, 2005**)

$$P_t = P_{\text{org}} + P_{\text{O}_4} \dots\dots\dots (\text{II.3}).$$

II.3.2.6. Matières oxydables (MO)

Les matières oxydables correspondent à une moyenne pondérale de la DCO et de DBO_5 mesurées après une décantation de 2h.

Elles sont données par la formule suivante :

$$\text{MO} = (2\text{DBO}_5 + \text{DCO}) / 3 \dots\dots\dots (\text{II.4}).$$

II.3.2.7. Eléments toxiques

On appelle "toxiques" les matières capables de bloquer l'activité des espèces aquatiques vivantes, d'empêcher leur existence partiellement, ou totalement.

L'effet de la toxicité peut se traduire immédiatement, entraînant une mortalité brutale : c'est la toxicité directe.

Mais, il peut aussi intervenir sous un certain délai, après accumulation de composés toxiques dans l'organisme : c'est la toxicité indirecte.

Il existe une infinité de composés susceptibles d'être toxiques. On peut sommairement citer :

- les métaux tels le chrome, le cadmium
- les cyanures
- les désinfectants
- certains détergents
- les hydrocarbures
- les produits trop acides ou trop basiques.

La majorité des éléments toxiques proviennent des activités industrielles et artisanales.

◆ Les matières inhibitrices

Celles-ci traduisent plutôt la toxicité directe, mesurée sur une population définie de crustacés d'eau douce : les Daphnies.

Le résultat est exprimé en EQUITOX définis comme suit :

Un litre d'effluent représente N Equitox s'il faut le diluer N fois pour provoquer l'immobilisation en 24 heures de 50 % de la population initiale des Daphnies.

A titre indicatif, on peut citer les valeurs suivantes :

Tableau II.3: Le résultat est exprimé en EQUITOX

Métal	Fer	Zinc	Chrome	Cadmium	Cuivre
Dose toxique équitox /kg	41	105	1350	2800	9000

◆ Les metox

Ils sont déterminés par la somme de la masse des éléments métalliques ou métalloïdes (en gramme) pondérée par des coefficients multiplicateurs suivants :

- Arsenic x 10
- Cadmium x 50
- Chrome x 1
- Cuivre x 5
- Mercure x 50
- Nickel x 5
- Plomb x 10
- Zinc x 1

II.3.3. Les paramètres biologiques

Les eaux résiduaires urbaines contiennent de nombreux germes (helminthes, protozoaires, bactéries, virus) dont certains sont pathogènes. La présence de coliformes et de streptocoques témoigne d'une contamination fécale de ces eaux qu'il est impératif d'épurer pour préserver le milieu naturel

a- Les virus

Les virus se trouvent dans les eaux résiduaires à des concentrations de l'ordre de milliers d'unités infectieuses par millilitre d'eau. Un virus est une entité biologique rudimentaire de très petite taille -1/10 de micron, qui infecte une cellule hôte. Incapable de se répliquer lui-même, il utilise, pour la synthèse de ses propres constituants, les matériaux de la cellule qu'il parasite. Le

virus agit à l'intérieur d'une cellule, où il se reproduit et modifie le fonctionnement normal de la cellule hôte. Ces dysfonctionnements peuvent être à l'origine de pathologies plus ou moins sévères.

Les virus existent sous une forme extracellulaire (unité matérielle indépendante appelée alors virion) ou intracellulaire (virus intégré sous forme dormante ou détournant activement la machinerie cellulaire au profit de sa réplication). Sous la forme intracellulaire (à l'intérieur de la cellule hôte), les virus sont des éléments génétiques qui peuvent se répliquer de façon indépendante par rapport au chromosome, mais non indépendamment de la cellule hôte. Sous la forme extracellulaire, les virus sont des objets particuliers, infectieux, constitués au minimum d'un acide nucléique englobé dans une capsid de protéines (BENCHOU, 2011)

b- Les bactéries

Les bactéries sont des organismes vivants unicellulaires procaryotes. A l'inverse des virus, elles sont capables de se reproduire par division cellulaire, une cellule mère produisant deux cellules filles, caractérisées par une absence de noyau et d'organites. La plupart des bactéries possèdent une paroi cellulaire glucidique, le peptidoglycane. Les bactéries mesurent quelques micromètres de long et peuvent présenter différentes formes : des formes sphériques (coques), des formes allongées ou en bâtonnets (bacilles), des formes plus ou moins spiralées.

Les bactéries pathogènes se retransmettent par l'air, l'eau, le sol et les substances corporelles telles que le sang, les matières fécales, l'urine et les sécrétions. Leur arrivée dans notre corps déclenche une réaction de notre système immunitaire. (BENCHOU, 2011)

c- Les protozoaires

Les Protozoaires sont des êtres unicellulaires mobiles la plupart du temps du moins pendant une phase de leur cycle biologique. Très souvent, ils ont plusieurs noyaux et sont donc appelés plasmode. Ils comprennent une membrane nucléaire et ils sont présents dans les eaux usées à l'état de kystes. la principale forme pathogène pour l'homme est *Entamoeba histolytica* ; ils vivent exclusivement dans l'eau ou dans les sols humides ou à l'intérieur d'un organisme (dans le mucus pulmonaire, l'intestin, la panse de certains animaux...). Ils sont connus pour être responsables de nombreuses maladies telles que la malaria et certaines dysenteries, telle l'amibiase. (BENCHOU, 2011)

d- Les helminthes

Les helminthes sont des vers multicellulaires. Tout comme les protozoaires, ils sont majoritairement des organismes parasites. Les helminthes sont rencontrés dans les eaux usées sous forme d'œufs et proviennent des excréta des personnes ou d'animaux infectés et peuvent

constituer une source de réinfection par voie orale, respiratoire ou par voie cutanée. Et le tableau ci-après résumé, les maladies liées aux différents organismes :

Tableau II.4: les maladies liées aux différents micro-organismes. (BENCHOUD, 2011)

Germes	Organismes	Maladies
Les bactéries pathogènes	Salmonelles Schigelles	Typhoïde dysenterie
Enté Bactéries vibrions	Colibacilles Leptospires Mycobactéries Vibrions coma	tuberculose choléra
Les virus	Entérovirus Ribovirus Adénovirus Rotavirus	Poliomyélite, méningite Affections respiratoires Diarrhées
Les parasites		Lésions viscérales
Les champignons	Taenia, ascaris	Eczémas maladies de la Peau

II.4. Estimation des rejets d'eaux usées

II.4.1.L'Equivalent Habitant

Pour l'Algérie, la valeur de l'équivalent habitant n'est pas encore déterminée, de ce fait pour concevoir une station d'épuration d'eaux usées, on se base sur les normes européennes. L'Equivalent Habitant : est l'unité de mesure permettant d'évaluer la capacité d'une station d'épuration. Cette unité de mesure se base sur la quantité de pollution émise par personne et Par jour :

1 EH = 60 g de DBO5/jour (21,6 kg de DBO5/an.), 135g de DCO, 9,9g d'azote, 3,5g de phosphore. (Office international de l'eau, 2005)

II.4.2.Charges polluantes

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

$$\text{Charge (g/j)} = \text{débit (m}^3\text{/jour)} * \text{concentration (mg/l ou g/m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(II.5).}$$

II.4.2.1.Charges en DBO5

La charge en DBO5 apportée par les eaux brutes est exprimée par jour et par habitant
Suivant le type de réseau représenté dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.5: la charge en DBO5 apportée par les eaux brutes

Type de réseau	La charge en DBO5 g / Eq-hab. /j.
Réseau séparatif	54
Réseau unitaire	60
Réseau pseudo séparatif	60

Source : (GAÏD, 1984)

II.4.2.2.Charges en MES

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

Tableau II.6: la charge en MES

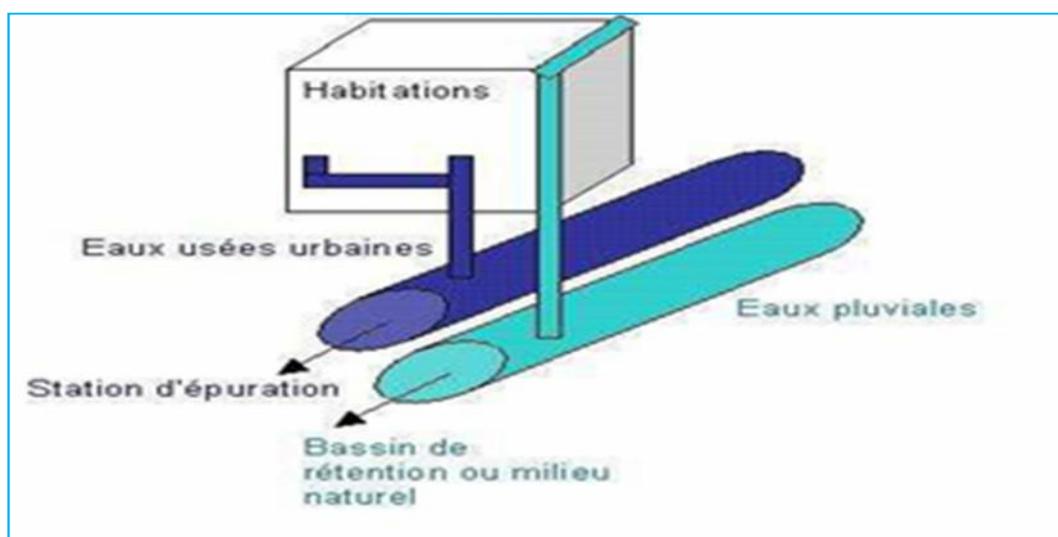
Type de réseau	La charge en DBO5 g / Eq-hab. /j.
Réseau séparatif	70
Réseau unitaire	70 à 90
Réseau pseudo séparatif	80

Source : (GAÏD, 1984)

II.5. Impact de type de réseau sur la station d'épuration.**II.5.1.Le réseau séparatif**

Il collecte les eaux domestiques dans un réseau et les eaux pluviales dans un autre. Ce système offre un régime en débit et en charge polluante plus stable que le réseau unitaire.

- Une conception et une exploitation plus simple,
- De garantir, à priori, une meilleure exploitation de la station d'épuration,
- De limiter les volumes, les charges et les pointes à traiter,
- D'autoriser des ouvrages de traitement plus petits.

**Figure II.4:** Schéma du réseau séparatif

II.5.2. Le réseau unitaire

Ce système prévoit l'évacuation en commun dans une même conduite des eaux d'égout ménagères et industrielles et les eaux de pluies. Ce système nécessite des ouvrages et des stations d'épuration relativement importantes afin de pouvoir absorber les pointes de ruissellement.

Par temps de pluie, le débit supplémentaire qui ne peut pas être traité dans la station d'épuration est rejeté directement dans le milieu naturel par l'intermédiaire d'ouvrages spéciaux : les déversoirs d'orage.

Le fonctionnement de la station d'épuration peut être compromis par l'arrivée d'un mélange d'eaux d'origines différentes dont la composition est souvent très différente de celles des eaux usées seules.

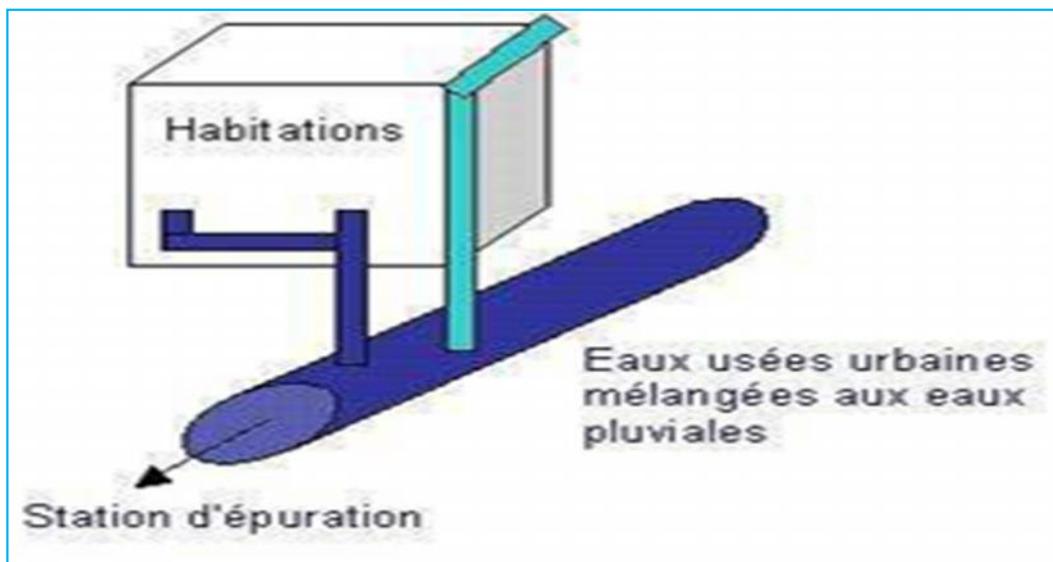


Figure II.5: Schéma du réseau unitaire

II.5.3. Réseau pseudo-séparatif

Ce système est conçu de telle manière à recevoir les eaux usées et une fraction des eaux de ruissellement. L'autre fraction des eaux de ruissellement sera transitée par les caniveaux et quelques tançons d'ouvrage pluviaux. Il repose sur une collecte en commun des eaux de toitures et d'espèces privés, avec celle des eaux usées.

Il est assez comparable au système séparatif, avec un inconvénient au moins : c'est celui des raccordements ou le problème est limité. On note un autre inconvénient : c'est le risque du mauvais fonctionnement de la station d'épurations, dû à l'apport des eaux pluviales.

II.6. Les normes de rejet

Dans le domaine de l'eau, on est tenu de respecter des normes très strictes car cela touche au domaine de la santé publique, et le moindre écart peut s'avérer très dangereux pour la santé de l'homme, la préservation des espèces aquatiques... etc.

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

Les systèmes d'épuration, ont donc pour mission de réduire au maximum les paramètres caractérisant un effluent (DBO, DCO; MES, NTK, PT).

Les normes de rejets appliquées en Algérie sont celles de l'OMS.

Elles sont indiquées dans le tableau ci- dessous

Tableau II.7 : Les normes de rejet des eaux usées.

Paramètres	Unités	Valeurs Limites	Tolérances aux valeurs limites Anciennes Installations
Température	°C	30	30
PH	-	6,5 - 8,5	6,5 - 8,5
MES	mg/l	35	40
Azote Kjeldahl	"	30	40
Phosphore total	"	10	15
DCO	"	120	130
DBO ₅	"	35	40
Substances toxiques bioaccumulable	"	0,005	0,01
Cyanures	"	0,1	0,15
Fluor et composés	"	15	20
Indice de phénols	"	0,3	0,5
Hydrocarbures totaux	"	10	15
Huiles et Graisses	"	20	30
Cadmium	"	0,2	0,25
Cuivre total	"	0,5	1
Mercure total	"	0,01	0,05
Plomb total	"	0,5	0,75
Chrome Total	"	0,5	0,75

Source : Journal officiel de la République Algérienne. N°26 du 23/04/2006

Conclusion

Dans un projet de conception d'une station d'épuration, il est indispensable de procéder à une enquête de pollution dans la zone d'étude pour connaître la qualité des eaux à traiter dont dépend le choix de la technique d'épuration à envisager. Il conviendrait de préciser que dans notre zone d'étude, les industries provoquant des pollutions spécifiques sont inexistantes et qu'on peut alors connaître au préalable, la qualité des eaux usées rejetées par l'agglomération et qui ne peut être que d'origine domestique.

Chapitre **III**

Procédés d'épuration
des eaux usées

Introduction

Les eaux usées urbaines peuvent être traitées par divers procédés, à des degrés d'épuration et à des coûts variables selon le niveau de qualité exigé par le milieu récepteur et les quantités de substances indésirables se trouvant dans les eaux.

Ces procédés dépendent essentiellement de :

- L'importance de la charge polluante à traiter ;
- La qualité de l'effluent requise ;
- La disponibilité du terrain.

Dans le processus d'épuration, il est à prendre en considération deux lignes :

- La ligne relative au traitement de l'eau usée
- La ligne de traitement des boues.

En effet, ce chapitre est consacré à l'étude de différentes techniques d'épuration des eaux.

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

Le but du traitement est de séparer l'eau des substances indésirables pour protéger le milieu récepteur. Ces substances brutes ou transformées devront être évacuées de façon satisfaisante pour protéger l'environnement, et éviter les risques de santé publique

Le processus d'épuration peut comprendre plusieurs étapes :

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

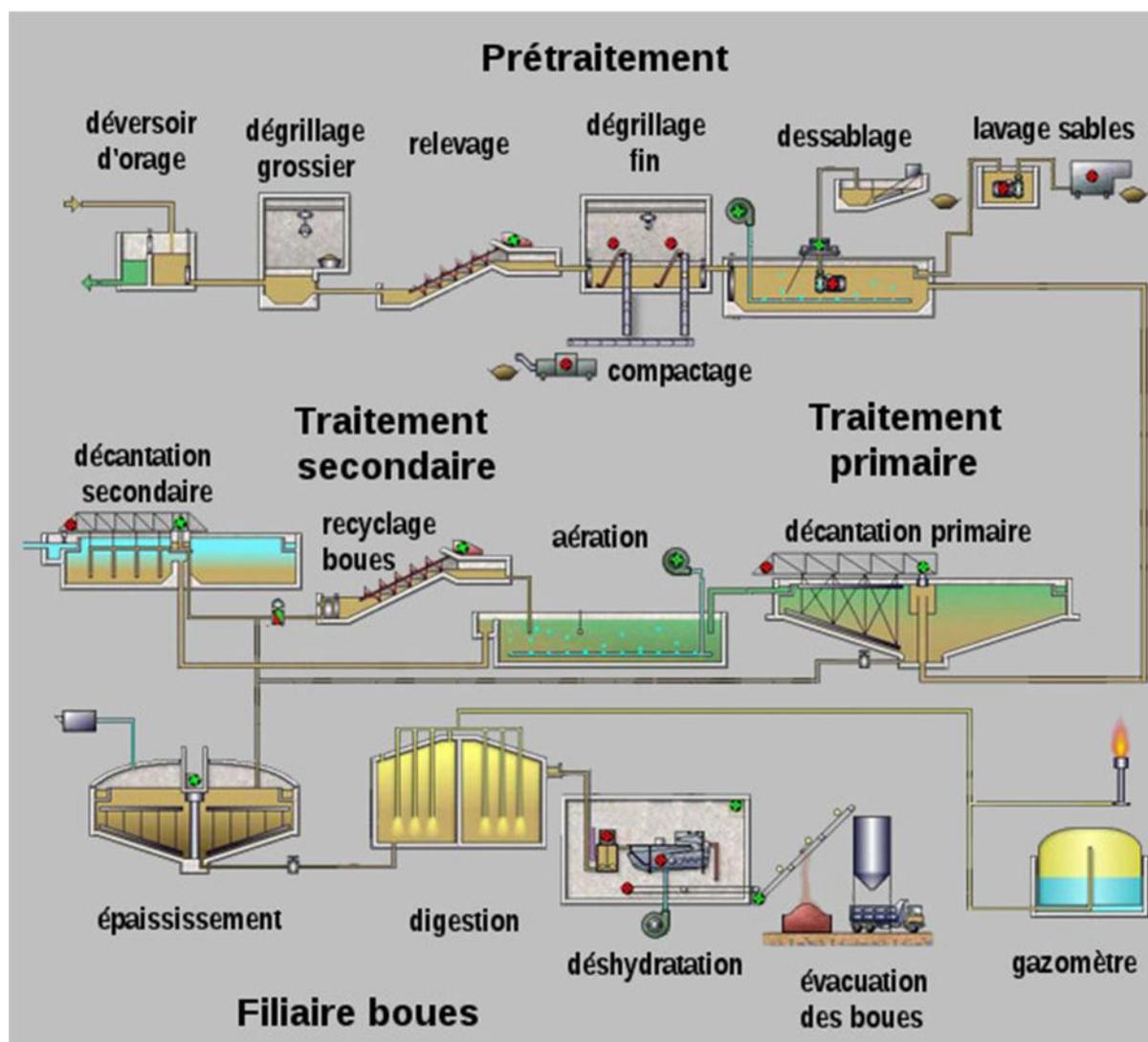


Figure III.1 : les étapes de traitement des eaux usées.

III.1.1.Prétraitements

Les dispositifs de prétraitement sont présents dans toutes les stations d'épuration, quels que soient les procédés mis en œuvre à l'aval. Ils ont pour but d'éliminer les éléments solides ou particulaires les plus grossiers, susceptibles de gêner les traitements ultérieurs ou d'endommager les équipements : déchets volumineux (dégrillage), sables (dessablage) et corps gras (dégraissage – déshuilage). Et les opérations de prétraitements physiques sont :

III.1.1.1.Relevage

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

On peut avoir deux systèmes de relevage :

- Poste de pompage,
- vis d'Archimède.

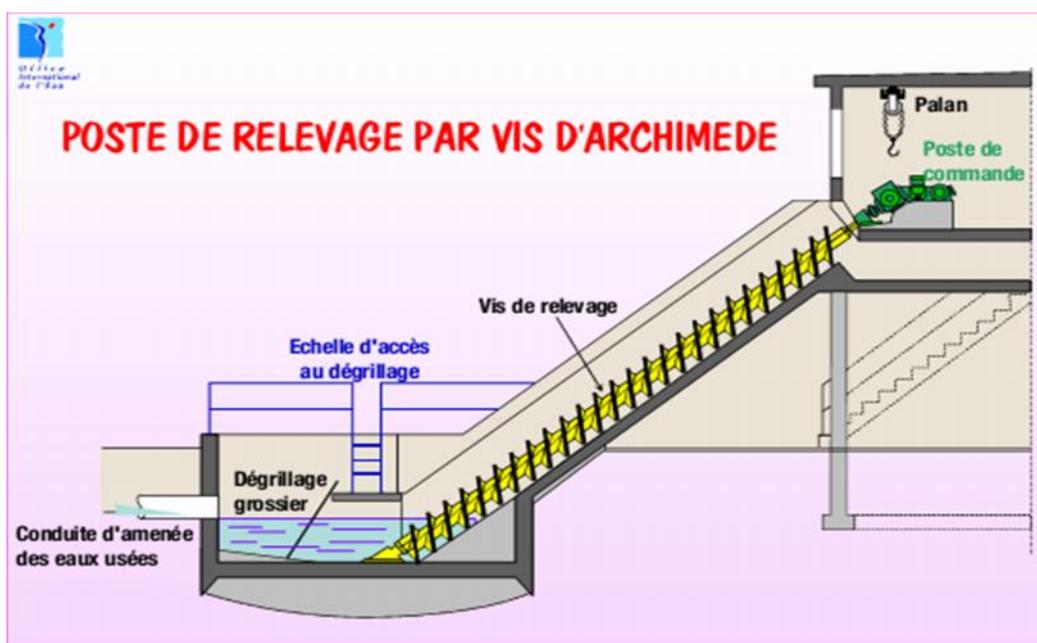


Figure III.2 : poste de relevage par vis d'Archimède

III.1.1.2. Le dégrillage

Les dégrilleurs assurent la protection des équipements électromécaniques et réduisent les risques de colmatage des conduites mises en place dans la station d'épuration. Le plus souvent, il s'agit de grilles qui récupèrent les déchets plus ou moins volumineux entraînés par les eaux s'écoulant dans les canalisations d'assainissement.

On classe les grilles selon leurs écartements :

- Pré dégrillage : pour grille à barreaux espacés de 30 à 100 mm
- Dégrillage moyen : pour grille à barreaux espacés de 10 à 25 mm
- Dégrillage fin : pour grille à barreaux espacés de 3 à 10 mm (**Office international de l'eau, 2005**)

a- Type de grille

Une grande diversité de grilles est disponible sur le marché (droite, courbe, nettoyage amont, aval,...). Et ce type sont présentés sur le tableau suivant :

Tableau III.1: Types de grilles. (Office international de l'eau, 2005)

Grilles manuelles	elles sont généralement inclinées de 60 à 80° sur l'horizontale et composées de barreaux droits, ronds ou rectangulaires.	
Grilles mécaniques à nettoyage par l'amont	Les barreaux sont généralement de section rectangulaire ou trapézoïdale.	Grilles courbes : Elles sont conseillées pour les installations de moyenne importance avec des eaux pas trop chargées. Le nettoyage se fait à l'aide de deux peignes montés sur un bras tournant autour d'un axe horizontal
	L'évacuation des déchets est située à l'aval de la grille. Il en existe 3 types :	Grilles droites à nettoyage alternatif : Le champ de grille est souvent incliné à 80 degrés sur l'horizontale et le nettoyage se fait avec un racleur (ou râteau ou peigne ou poche pivotante) qui remonte les déchets le long de la grille et est redescend en position écarte du champ de grille.
		Grilles droites à nettoyage continu Elles sont bien adaptées à un dégrillage fin avec risques de et feutrage (obturation de la grille par des feuilles par exemple). Elles sont inclinées à 80 degrés et l'éjection des déchets du réceptacle et motorisées.
Grilles mécaniques à nettoyage par l'aval	C'est un système de prédégrillage avec une capacité d'extraction importante (mais risques de rechute des déchets dans l'eau aval).	



Figure III.3: la grille manuelle



Figure III.4: grille mécanique



Figure III.5: la grille droite



Figure III.6: la grille courbe

b-Avantages et inconvénients des grilles : Sont résumés sur le tableau suivant

Tableau III.2 : Avantages et inconvénients des grilles. (Office international de l'eau, 2005)

Type de la grille	Avantages	Inconvénients
Dégrilleurs à grille manuelle	-Faible cout - Pas d'apport d'énergie	-Entretien pénible et fréquent
Dégrilleurs à grille automatique	- Efficacité - Peu d'entretien	-Contrôle régulier du fonctionnement (sinon pannes assurées)
Dégrilleurs à nettoyage par l'amont	Pression du peigne réglable nettoyant les grilles donc optimisation du nettoyage	- Sensibilité au bourrage par les dépôts au pied de la grille.
Dégrilleurs à nettoyage par l'aval	- Adapte à de forts débits et a de grandes profondeurs - Reprise d'importantes quantités de matières solides - Nettoyage des râteaux par un éjecteur qui déverse les détritrus dans une goulotte - Incolmatable	- Plus cher à l'achat et a l'entretien - - Fragiles

Remarque

La vitesse de passage de l'eau varie de 0,60 à 1,00 m/s (1,20 à 1,40 m/s en pointe)

1-Le tamisage

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

a- Macro-tamissage

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

b- Micro-tamissage

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

III.1.1.3.Dessablage

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

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

Le dessablage a pour objectif de :

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

On distingue :

- **les dessaleurs couloirs** : (à écoulement rectiligne), dont la vitesse d'écoulement est variable ou constante
- **les dessaleurs circulaires**, à alimentation tangentielle à brassage mécanique ou à insufflation d'air (pour éviter les dépôts de matières organiques, en heures creuses, avec faible débit).

Les dessaleurs rectangulaires à insufflation d'air : On insuffle de l'air qui provoque une rotation de liquide et crée ainsi une vitesse constante de balayage du fond, perpendiculaire à la vitesse du transit. Le sable est extrait soit mécaniquement par raclage vers un poste de réception, puis repris par pompage, soit directement par pompe suceuse montée sur pont roulant. (Office international de l'eau, 2005)



Figure III.7: désableur rectangulaire de l'ancienne SETP de la ville de Bordj Bou Arreridj

III.1.1.4. Dégraissage-déshuilage

Les opérations de déshuilage et de dégraissage, bien que réalisées ensemble, correspondent à deux phénomènes physiques différents :

Le déshuilage est une opération de séparation liquide - liquide, tandis que le dégraissage correspond à une séparation solide - liquide.

Cette étape permet d'assurer un bon traitement en aval en limitant le colmatage des appareils et en évitant l'inhibition des processus biologiques.

En effet, les graisses forment, en surface de la phase liquide, un film qui induit un mauvais transfert d'oxygène entre l'atmosphère et le liquide; de plus, l'absorption des graisses sur les boues limitent le phénomène de dégradation.

Il existe deux types d'appareillage :

- ✓ séparateurs cylindro-coniques
- ✓ séparateurs longitudinaux

La récupération des graisses flottantes se fait par écumage manuel ou mécanisé. Les graisses sont ensuite stockées jusqu'à leur traitement.

En général, le dégraissage est effectué avec le dessablage. L'ouvrage comporte une zone d'aération (ou l'air est insufflé à la partie inférieure) et une zone tranquillisée (destinée à la remontée des graisses en surface). L'évacuation des graisses est réalisée à l'aide d'un raclage de la surface. Le temps de séjour dans l'ouvrage est court (une dizaine de minutes environ).



Figure III.8: Racleur des graisses d'un déssableur- dégraisseur

III.1.2. Traitements primaires

Le traitement "primaire" fait appel à des procédés physiques, avec décantation plus ou moins aboutie, éventuellement assortie de procédés physico-chimiques, tels que la coagulation-floculation.

Ces traitements éliminent 50 à 60 % des matières en suspension, mais ne suffisent généralement plus pour satisfaire les exigences épuratoires de la réglementation actuelle. Avec coagulation et floculation dans des décanteurs lamellaires, on peut éliminer jusqu'à 70 % des MES.

- La décantation primaire classique consiste en une séparation des éléments liquides et des éléments solides sous l'effet de la pesanteur. Les matières solides se déposent au fond de l'ouvrage pour former les "boues primaires". Ces dernières sont récupérées au moyen d'un système de raclage. (MEZHOUD, 2008)

L'utilisation d'un décanteur lamellaire permet d'accroître le rendement de la décantation. Ce type d'ouvrage comporte des lamelles parallèles inclinées, ce qui multiplie la surface de décantation et accélère donc le processus de dépôt des particules. Une décantation lamellaire permet d'éliminer plus de 70 % des matières en suspension et diminue de plus de 30 % la DCO et la DBO.

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

III.1.2.1. Formes de décanteur

Il existe divers types de décanteurs variables suivant leurs formes et suivant le mouvement du liquide qui le traverse comme ils sont cités ci-après :

a- Décanteurs statiques sans raclage

a.1. Décanteurs coniques ou cylindro-coniques

Ils sont généralement utilisés pour les petites stations (1000 à 2000 hab.). Le temps de séjour est de l'ordre de 1H30 à 2H au débit diurne. L'extraction des boues exige une pente de fond (au moins égale à 60°).

a. 2. Décanteur statique à flux horizontal

La particule en suspension est soumise à une vitesse horizontale v liée au débit d'entrée et également à la vitesse de chute v_c . Dans ce type d'ouvrage, il est nécessaire de prévoir une zone d'entrée, une zone de sortie et une zone à boues. Ces décanteurs de conception très ancienne exigeaient systématiquement, une vidange de boues par une évacuation totale de Peau du bassin.

b- Décanteurs statiques à raclage mécanique des boues

b. 1. décanteurs circulaires

Largement répandus du fait de leur faible coût de réalisation par rapport à un décanteur rectangulaire (plus faible épaisseur des parois de béton armé et densité d'armatures inférieure). L'arrivée de l'effluent brut se fait par un fut central creux. L'eau brute est ensuite répartie dans le bassin. Un dispositif de raclage, aidé par une légère pente en fond d'ouvrage, permet d'amener les boues déposées sur toute la surface du fond vers une fosse centrale d'où partent des canalisations d'extraction.

b.2. décanteurs longitudinaux rectangulaires

Il existe deux types de décanteurs rectangulaires avec raclage :

- ✓ les décanteurs à pont racleur
- ✓ les décanteurs à chaînes.

Les ponts racleurs se déplacent selon un système de va-et-vient et procèdent au raclage avec un mouvement à contrecourant. Par contre les décanteurs à chaînes permettent un raclage continu des boues et des flottants par une série de raclettes montées en deux chaînes sans fin parallèle tournant le long des parois verticales du bassin. Dans les deux types de décanteurs, le puit des boues est situé à l'arrivée de l'effluent.

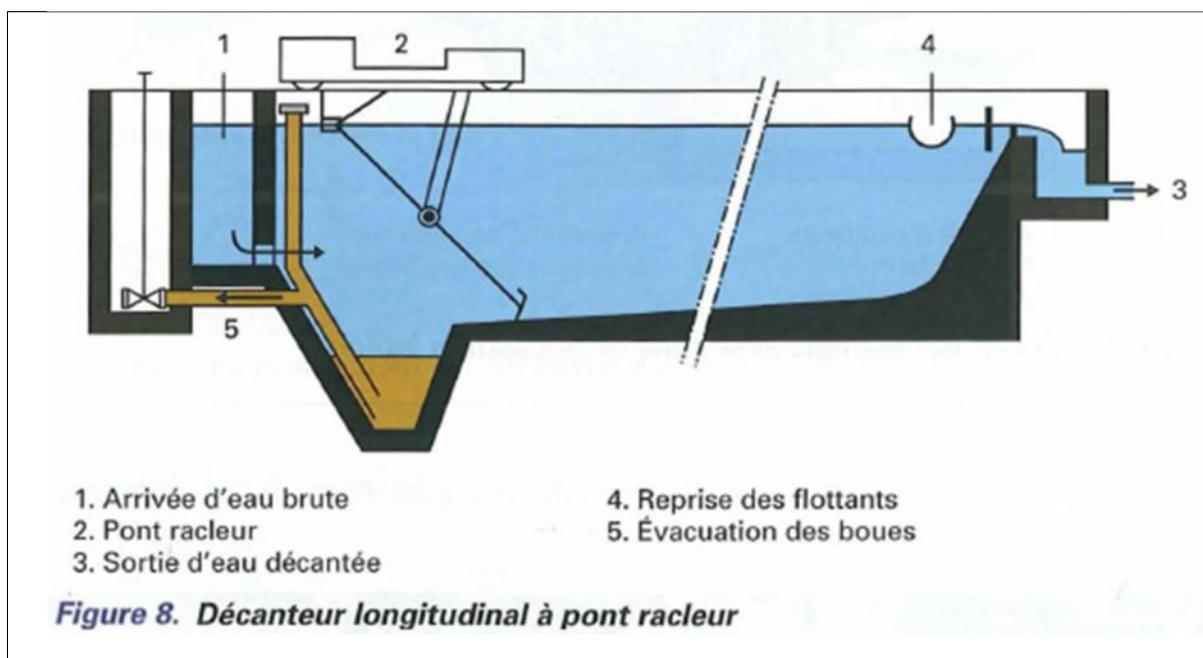


Figure III.9: Décanteur longitudinal a pont racleur

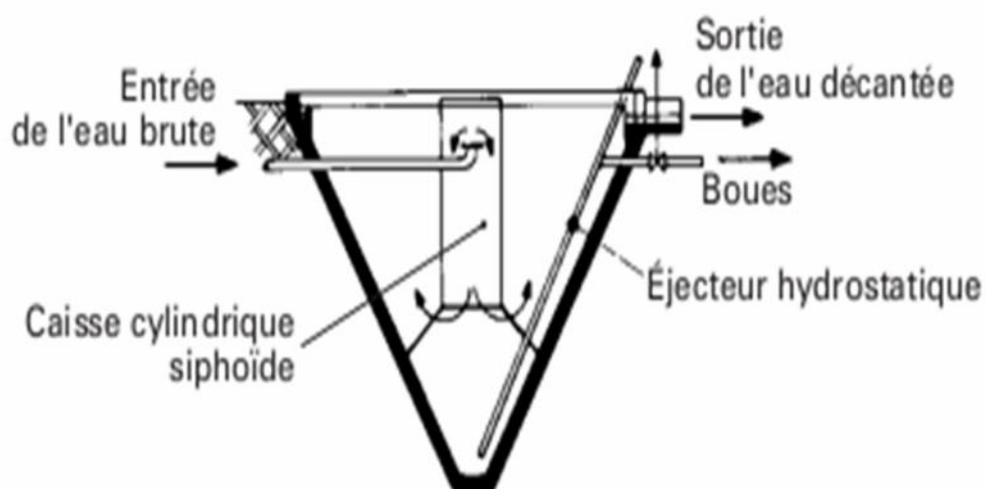


Figure III.10 : Décanteur cylindro-conique

III.1.3. Traitements secondaires

Ce traitement permet d'éliminer les impuretés présentes sous forme soluble, ou lorsque leur taille ne leur permet pas d'être piégées dans le traitement primaire.

On distingue deux types de traitement à savoir : un traitement physico-chimique et un traitement par voie biologique.

III.1.3.1. Traitement physico-chimique

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

Ce procédé trouve son application dans le cas de rejet en mer, dans les communes à fortes variations saisonnières de population, en zone de montagne et pour le traitement spécifique d'effluents industriel (présence des matières toxiques). Le traitement se déroule en 4 phases

a-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-Floculation

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

Ensemble coagulation –floculation permettra une clarification plus facile en ce qui concerne l'élimination des particules en suspension de très petite taille. (HADJRABAH, 2005)

c-La neutralisation

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

d-Décantation

La décantation, est un procédé qu'on utilise dans pratiquement toutes les usines d'épuration et de traitement des eaux. Elle 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.

Les particules s'accumulent au fond du bassin de décantation d'où on les extrait périodiquement.

III.1.3.2. Traitements biologiques

Il permet la réduction de la pollution dissoute par l'action d'une masse bactérienne soit en suspension (culture libre), soit fixée sur un support (culture fixée).

Les procédés d'épuration biologiques sont utilisés lorsque les éléments à éliminer sont sous forme soluble ou lorsque leur taille ne leur permet pas d'être piégés par les prétraitements et traitements physiques sauf au prix d'un conditionnement physico-chimique complémentaire. Ils permettent de faire passer les éléments présents sous formes soluble ou colloïdales en éléments floculables et de constituer des agrégats que l'on peut de nouveau séparer de la phase liquide. Parmi les divers organismes responsables des phénomènes biologiques, les bactéries sont les plus importantes et les plus nombreuses. La dégradation biologique s'accomplit en deux phases simultanées.

- ◆ Une phase d'adsorption, très rapide, au cours de laquelle les substances organiques s'absorbent sur la membrane extérieure des cellules.
- ◆ Une phase d'oxydation, plus lente, au cours de laquelle a lieu l'oxydation des matières organiques en produits de décomposition tels que CO_2 et H_2O . (GAÏD, 1984)

Selon le mode de nutrition, les bactéries se classent en deux catégories:

- ✓ Les bactéries autotrophes, qui sont capables de faire la synthèse des éléments organiques de leur propre substance à partir des sels minéraux et de l'énergie lumineuse
- ✓ Les bactéries hétérotrophes, utilisent par contre les substances organiques se trouvant dans le milieu pour la synthèse cellulaire.

Selon le mode de respiration, les bactéries se classent en deux catégories

- ✓ Les bactéries aérobies
- ✓ Les bactéries anaérobies

Les bactéries responsables de dépuración sont donc hétérotrophes aérobies.

La vitesse de dégradation dépend de plusieurs paramètres tels que la quantité d'oxygène, la masse totale de micro-organismes, la température et surtout la nature des substances à traiter. En effet, de nombreuses substances (alcools, phénols, sucres, acide aminés, acides organiques) sont très rapidement dégradées alors que d'autres (hydrocarbures chlorés, acides humiques) le sont plus lentement.

Parmi les traitements biologiques, on distingue les procédés biologiques extensifs et intensifs.

A. Les procédés biologiques extensifs ou naturels

On distingue :

- ◆ Le lagunage naturel ou aéré (étangs pour eaux usées).
- ◆ L'épandage des eaux (valorisation des eaux usées dans l'agriculture).

A.1. Le lagunage

Le lagunage est un procédé d'épuration naturel extensif faisant intervenir une succession d'espèces animales et végétales aquatiques (microorganismes et algues) pour dégrader la matière organique contenue dans les effluents domestiques, la transformer à travers des étapes de

transformation en éléments simples minéraux, et la fixer dans la synthèse de matière vivante qui se sépare ainsi de l'eau. On distingue deux types :

A.1.1. Le lagunage naturel

L'épuration se déroule naturellement par passage de l'eau dans une succession de bassins (trois généralement) dans lesquels sont présents des algues, des bactéries, des microorganismes, et où l'aération est naturelle.

Dès son admission dans le premier bassin, l'eau abandonne par décantation les particules solides en suspension. Les sels minéraux pouvant être précipités par réactions chimiques et biochimiques. La profondeur de ces bassins est généralement comprise entre 1 m et 1,8 m. ceux-ci sont dimensionnés de façon à ce que le temps de séjour de l'eau soit de l'ordre de 40 jours (cas de climat méditerranéen).

Les espèces vivant dans les lagunes naturelles sont très nombreuses et varient en fonction du climat, de la charge appliquée, de la qualité de l'effluent et de la profondeur. On rencontre à la fois des bactéries, des micro-algues et des microorganismes.

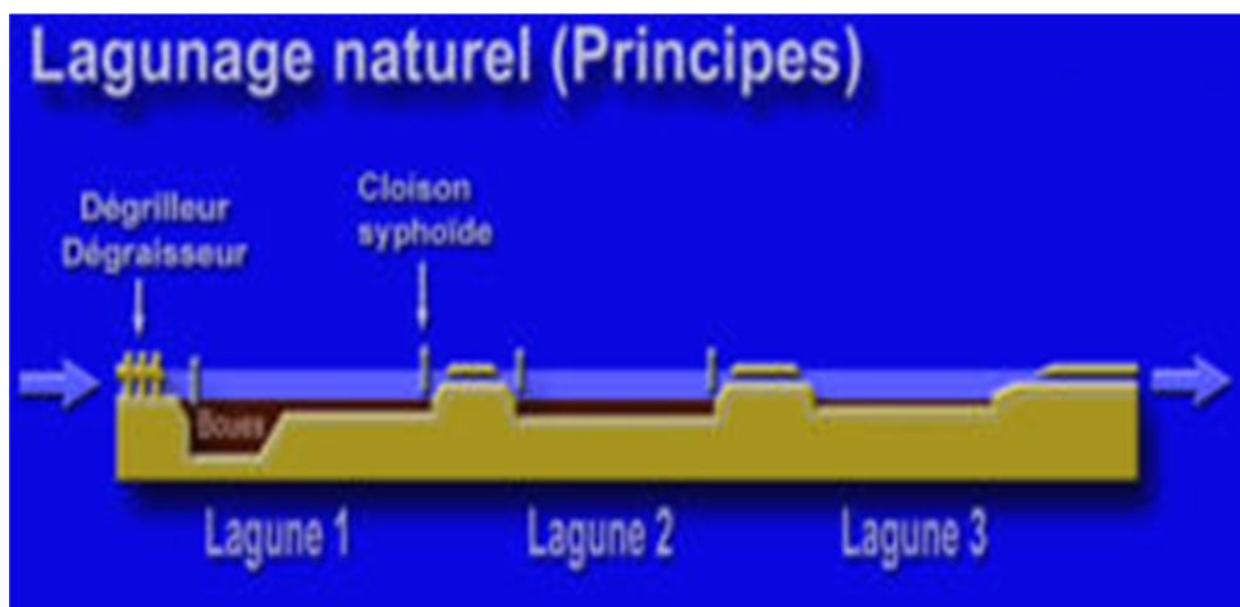


Figure III.11: Lagunage naturel

A.1.2. Lagunage aéré

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

Le dimensionnement des lagunes peut être réduit de moitié en réalisant l'oxygénation dans le premier bassin par des aérateurs mécaniques ou par des diffuseurs d'air.

On distingue deux types de lagunes aérées définissant ainsi :

❖ Lagune d'aération

Dans ce type de lagunes, on maintient une concentration en oxygène dissous dans tout le bassin dont les matières en suspension et l'oxygène sont uniformément répartis. Il se réalise l'aération, la croissance et la stabilisation partielle de la culture bactérienne et l'essentiel de l'attaque de la charge biologique.

L'énergie de brassage est suffisante pour qu'aucun dépôt ne se forme. La profondeur des bassins varie de 2 à 3,5 m avec les aérateurs de surface et supérieur à 4 m avec insufflation d'air.

❖ Lagune de décantation

Dans ce type de bassin, l'oxygène n'est maintenu que dans la partie supérieure, une zone anaérobie est présente au fond du bassin. Les matières décantables (qui forment les boues) se séparent physiquement de l'eau épurée. La profondeur utile des bassins est d'environ 2 à 3 m

La puissance de brassage de la lagune d'aération est insuffisante pour éviter les dépôts. Théoriquement, un équilibre du niveau des boues en chaque point se réalise, ces dépôts sont évidemment en anaérobiose. Du fait, l'équilibre du niveau des boues est instable, divers phénomènes intervenants (remontée de boues dues à une accélération de la production de gaz, resolubilisation d'une partie des dépôts,...).

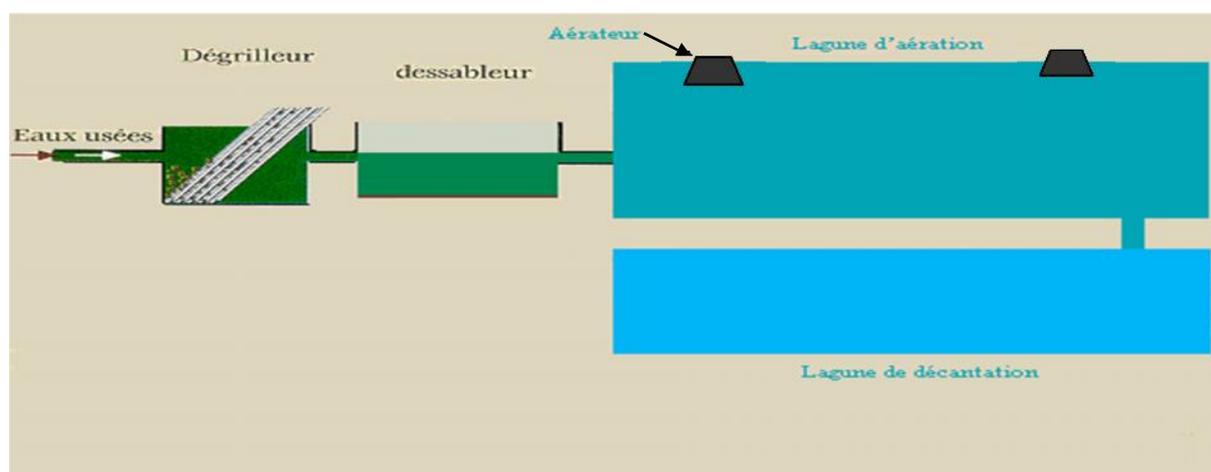


Figure III.12: système d'épuration par lagunes aérées.

Remarque: Dans les deux cas, les ouvrages devront être plus étanches possibles, afin d'éviter d'une part la contamination de la nappe et d'autre part les difficultés de remplissage.

♦ Avantages et inconvénients des deux types de lagunes

Les Avantages et inconvénients des deux types de lagunes Sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau III.3 : Avantages et inconvénients du lagunage.

Filière	Avantages	Inconvénients
Lagunage naturel	<ul style="list-style-type: none"> -Un apport d'énergie n'est pas nécessaire si le dénivelé est favorable -L'exploitation reste légère mais, si le curage global n'est pas réalisé à temps, les performances de la lagune chutent très sensiblement. -Elimine une grande partie des nutriments: phosphore et azote(en été). -Faibles rejets et bonne élimination des germes pathogènes en été. -S'adapte bien aux fortes variations de charge hydraulique. -Pas de construction "en dur", génie civil simple. -Bonne intégration paysagère. -Bon outil pour l'initiation à la nature. -Absence de nuisance sonore. -Les boues de curage sont bien stabilisées sauf celles présentes en tête du premier bassin. 	<ul style="list-style-type: none"> -Forte emprise au sol (10 à 15 m² /EH). -Coût d'investissement très dépendant de la nature du sous-sol. Dans un terrain sableux ou instable, il est préférable de ne pas se tourner vers ce type de lagune. - Performances moindres que les procédés intensifs sur la matière organique. Cependant, le rejet de matière organique s'effectue sous forme d'algues, ce qui est moins néfaste qu'une matière organique dissoute pour l'oxygénation du milieu en aval. - Qualité du rejet variable selon les saisons -La maîtrise de l'équilibre biologique et des processus épuratoires reste limitée.
Lagunage aéré	<ul style="list-style-type: none"> -Tolérant à la variation de charges hydrauliques et/ou organiques importantes -Tolérant aux effluents très concentrés -Tolérant aux effluents déséquilibrés en nutriments (cause de foisonnement filamenteux en boues activées). -Traitement conjoints d'effluents domestiques et industriels biodégradables. -Bonne intégration paysagère. 	<ul style="list-style-type: none"> -Rejet d'une qualité moyenne sur tous les paramètres. -Présence de matériels électromécaniques nécessitant l'entretien par un agent spécialisé. -Nuisances sonores liées à la présence de système d'aération. -Forte consommation énergétique.

A.2.Epandage

C'est le procédé le plus ancien, Il consiste à déverser directement sur le sol perméable des eaux usées, où les granulats constituant le sol sont alors un matériau de support de micro-organismes ; ces derniers servent à dégrader la matière organique. Ce procédé peut être dangereux dans la mesure où les eaux qui s'infiltrent à travers le sol peuvent présenter. Un certain nombre de risques tels que : l'intoxication à travers la chaîne alimentaire, la contamination des nappes et le risque de colmatage des sols. Elle présente par contre l'avantage d'être un procédé simple et très économique, n'exigeant pas de grands moyens de mise en œuvre ou d'exploitation et permettant la fertilisation des sols pauvres par un apport de substances nutritives contenues dans l'effluent .(Université M.Bougara Boumerdès, 2010)

B .Les procédés biologiques intensifs ou artificiels

Le but de ces procédés, est de décomposer de façon biochimique par oxydation les matières non séparables par décantation qui n'ont pas pu être éliminées par des procédés mécaniques des eaux usées.

Ils permettent la réduction de la pollution dissoute par l'action d'une masse bactérienne soit

B.1) fixée sur un support (culture fixée) ;

B.2) en suspension (culture libre).

B.1) Les procédés à culture fixée

B.1.1.Les lits bactériens

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

Les lits bactériens sont des ouvrages en béton, de forme généralement cylindrique. Garnit d'un matériau inerte sur lequel fait ruisseler l'effluent à traiter toujours pré décanté.

L'aération du lit bactérien se fait par sous tirage naturel, si cela s'avère insuffisant, on procède alors à une injection éventuelle d'air comprimé (sous pression). Un fonctionnement correct exige que le biofilm soit complètement aéré, ce qui permet, le développement d'une flore bactérienne aérobie.

Les produits de la dégradation biologiques sont CO_2 , NO_3^- , NO_2^- . L'évacuation de l'eau se fait par le font pour éviter le noyage d'un massif filtrant.

Les propriétés de ce matériau sont :

- ✓ Grande surface spécifique.
- ✓ Bonne perméabilité à l'air et à l'eau.
- ✓ Résistance à la corrosion et l'encrassement.

B.1.2. 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. 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 biofilm dépasse une épaisseur de quelques millimètres, 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. (Commission Européenne, 2001)

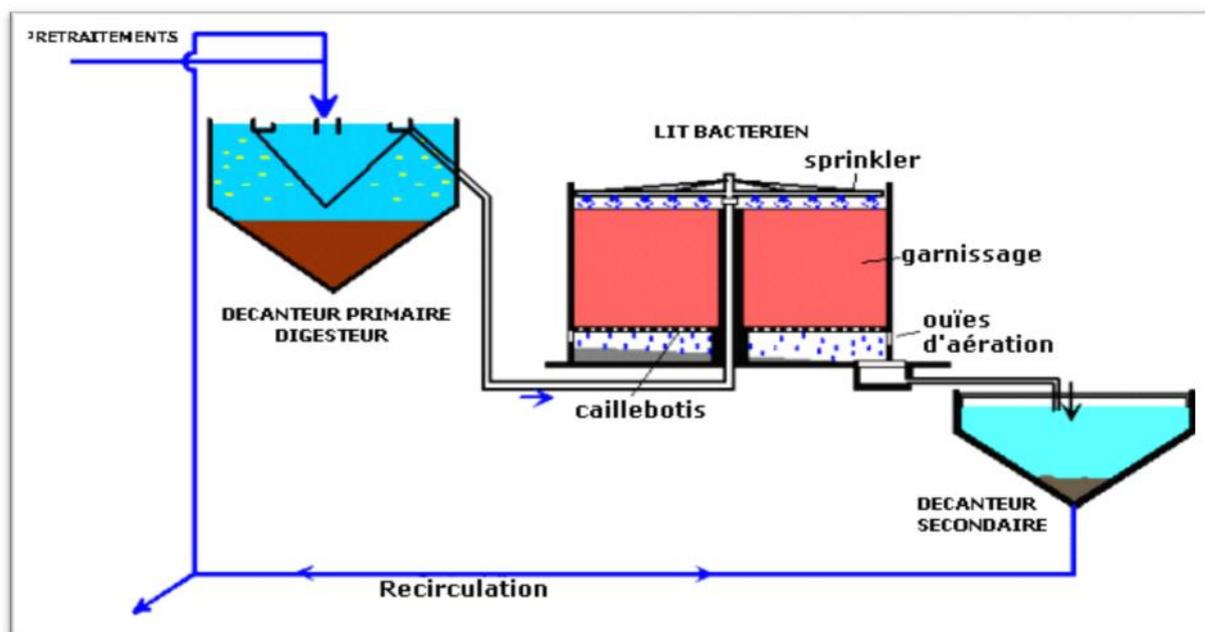


Figure III.13 : le lit bactérien



Figure III.14 : Pièces ou matériaux à l'intérieur du lit



Figure III.15 : éléments de remplissage du lit bactérien

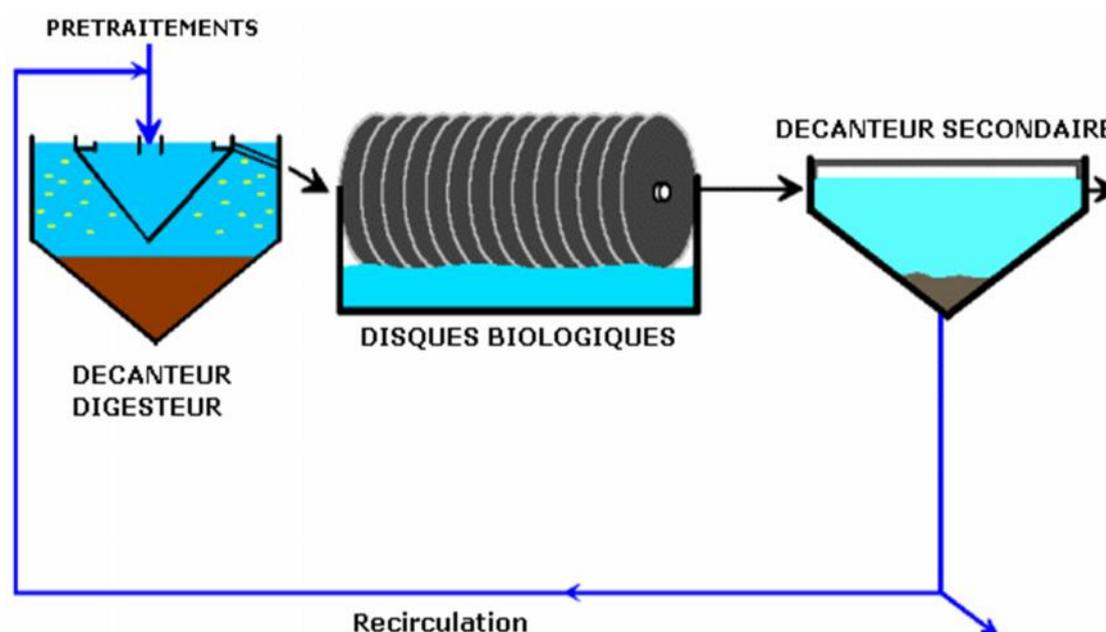


Figure III.16: Les disques biologiques

Tableau III.4 : Avantages et inconvénients des différents procédés intensifs

Filière	Avantages	Inconvénients
Lit bactérien Et disque biologique	<ul style="list-style-type: none"> - Faible consommation d'énergie; - Fonctionnement simple demandant moins d'entretien et de contrôle que la technique des boues activées ; - Bonne décantation des boues ; - Plus faible sensibilité aux variations de charge et aux toxiques que les boues activées - Généralement adaptés pour les petites collectivités - Résistance au froid (les disques sont toujours protégés par des capots ou par un petit bâtiment). 	<ul style="list-style-type: none"> - Performances généralement plus faibles qu'une technique par boues activées. Cela tient en grande partie aux pratiques anciennes de conception. Un dimensionnement plus réaliste doit permettre d'atteindre des qualités d'eau traitée satisfaisantes ; - Coûts d'investissement assez élevés (peuvent être supérieurs d'environ 20 % par rapport à une boue activée) ; - Nécessité de prétraitements efficaces; - Sensibilité au colmatage ; - Ouvrages de taille importante si des objectifs d'élimination de l'azote sont imposés.

B.2) Les procédés par boues activées (à culture libre)

Les procédés par boues activées comportent essentiellement une phase de mise en contact de l'eau à épurer avec un floc bactérien en présence d'oxygène suivie par une phase de séparation de ce floc (clarification).

C'est une intensification qui se passe dans le milieu naturel. La différence provient d'une plus grande concentration en micro-organisme donc une demande en oxygène plus importante. De plus pour mettre en suspension la masse bactérienne, une agitation artificielle est nécessaire.

❖ Principe de fonctionnement

La technique étant une extension de l'épuration naturelle dans un délai et un espace réduit par concentration élevée de micro-organismes dits boues activées.

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

Remarque : cette technique (boues activées) sera étudiée dans le chapitre suivant



Figure III.17: Bassin d'aération de l'ancienne SETP de la ville de Bordj Bou Arreridj



Figure III.18: Clarificateur de L'ancienne SETP de la ville de Bordj Bou Arreridj

III.2.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.

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.

Chapitre **IV**

Procédé d'épuration
par boues activées

Introduction

Le procédé par boues activées est un procédé relativement récent ; il est mis au point en 1914 à Manchester. Comportent essentiellement une phase de mise en contact de l'eau à épurer avec un floc bactérien en présence d'oxygène suivie par une phase de séparation de ce floc (clarification).

C'est une intensification des phénomènes produits qui se dans le milieu naturel. La différence provient d'une plus grande concentration en micro-organisme donc une demande en oxygène plus importante. De plus pour mettre en suspension la masse bactérienne, une agitation artificielle est nécessaire.

La boue activée est constituée de l'ensemble « floc-eau interstitielle ». Le floc désigne un agglomérat composé de particules (ou débris) diverses (végétales, animales, minérales) et de colonies bactériennes.

Le processus d'épuration peut comprendre plusieurs étapes :

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

IV.1. Composants d'une unité biologique

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 **Figure : IV.1)**

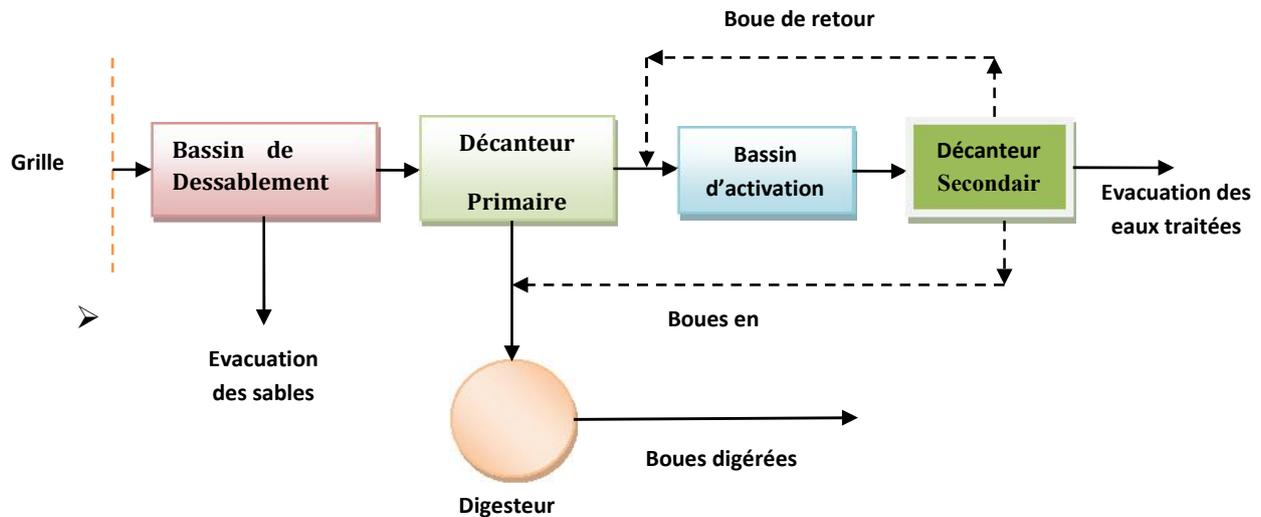


Figure IV.1:schéma d'une station de traitement par boues activées. (Edeline, 1996)

IV.1.1.Régime hydraulique d'un procédé à boues activées

Le traitement des eaux usées par le procédé à boues activées peut être réalisé suivant deux types principaux :

- mélange intégral
- mélange piston

a-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.

b-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.

IV.1.2. 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 charges.

IV.2.paramètres de fonctionnement en boues activées

IV.2.1. Facteurs de Charge

On définit les caractéristiques d'un bassin d'aération par deux paramètres :

✚ charge massique : C_m

✚ charge volumique : C_v

a- Charge massique C_m

La charge massique c_m est le rapport entre la quantité journalière de pollution à éliminer et la masse de bactéries épuratrices mises en œuvre. **(Office international de l'eau, 2005)**

La pollution est mesurée en kg DBO₅ et la quantité de bactéries est estimée par certains auteurs à la quantité de matières volatiles sèches (MVS) présente dans le bassin d'aérations, et par d'autres à la quantité de matière en suspension (MES).

Elle est déterminée par le rapport suivant :

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

Ou :

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

Avec :

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

b- Charge volumique

La charge volumique C_v correspond à la quantité journalière de pollution à dégrader (en kg DBO₅/j) dans le volume V (m^3) de l'ouvrage. Elle s'exprime en kg DBO₅ / ($\text{j} \cdot \text{m}^3$).

(Office international de l'eau, 2005)

Elle est déterminée par :

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

Ou :

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

Avec :

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

C_v/C_m = concentration des MVS dans le bassin

VI.2.2.Age des boues

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

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

(Office international de l'eau, 2005)

Il est calculé par :

$$A_b = \frac{X_t}{\Delta X} = \frac{X_a * V}{\Delta X} \dots\dots\dots(\text{IV.5})$$

- X_a : concentration en biomasse.

Avec :

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

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

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

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

Appellation	Charge massique C_m (Kg DBO ₅ /Kg MES .j)	Charge volumique C_v (KgDBO ₅ /m ³ .j)	Agés des boues en jour	Rendement R d'élimination de la DBO ₅
Faible charge	$C_m < 0,15$	$C_v < 0,40$	10à30	$R \geq 90\%$ 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	$R < 80\%$

Remarque

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

Le procédé à moyenne charge est 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. (Duchene, 1991)

VI.2.3. Effet de température

Les variations de température affectent tout processus biologique. La valeur optimale pour l'activité des micro-organismes intervenant au cours de l'épuration est comprise entre 25 et 30°C. Au-delà, la vitesse de réaction décroît très vite et le floc bactérien se trouve rapidement épuisé en oxygène. Ceci est valable dans le cas des boues activées à faible charge. Cependant, en fortes charges, le floc a tendance à se disperser, ce qui conduit à une mauvaise décantation des boues dans le clarificateur.

VI.2.4. Effet du pH

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

VI.2.5. Indice de Mohlman

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

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

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

- ✓ Si I_M inférieur à 50 ml/g : mauvaise décantation ;
- ✓ Si I_M compris entre 80 ml/g et 150 ml/g : bonne décantation ;
- ✓ Si I_M supérieur à 150 ml/g : très mauvaise décantation. (GAÏD, 1984)

VI.2.6.Effet de quelques toxiques

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

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

Tableau IV.2: Concentrations d'ions métalliques qui réduisent l'efficacité du traitement biologique par boues activées.

Métal	concentration du métal dans l'effluent (mg/l)
Cu	1 - 2
Ni	1 - 4
Zn	3 - 10
Cr	5 - 15
Pb	5 - 15
Hg	0,5 - 2
Al	2 - 5

VI.2.7.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 suivant doivent être respectés :

$DBO_5/N=20$.

DBO5/p=100.

DBO5/N/p=100 à 150/ 5/1. (ROGER, 1990)

IV.3.Consommation en oxygène

Les matières organiques contenues dans l'effluent en présence d'une suspension bactérienne dense en milieu oxygéné peuvent être:

- assimilées et transformées en matière cellulaire (anabolisme)
- dégradées par oxydation pour fournir de l'énergie nécessaire à aux synthèses cellulaires (catabolisme).
- absorbées et stockées par les cellules en cas d'une alimentation surabondantes.

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

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

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

La consommation d'oxygène dans l'unité de temps (notée Q_{O_2}) peut être donnée sous forme d'une somme de deux termes, proportionnels l'un à la pollution dégradé, et le seconde la respiration endogène

Poids. $O_2 = a'$. Poids DBO5éliminée + b' . Poids matières volatiles

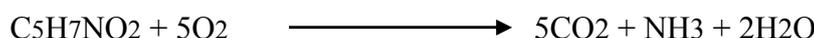
D'où :

$$qO_2 = a' \cdot L_e + b' \cdot X_a \dots\dots\dots(IV.8)$$

Avec :

- q_{O_2} : exprimé en kg/j.
- L_e : DBO5 éliminée exprimée en kg/j.
- X_a : masse totale de boue présente dans l'aérateur exprimé en kg
- a' : la fraction de pollution transformée en énergie de synthèse au cours de l'épuration. C'est aussi la quantité d'oxygène à fournir aux bactéries pour qu'elles synthétisent la matière vivante à partir de 20g de pollution. Sa valeur est comprise entre 0,5 et 0,6 kg O_2 /kg DBO5.j.
- b' : coefficient lié à la respiration endogène.($b'=0,01-0,07$ kg O_2 /kg MVS.j).

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



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

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

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

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

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

D'où : a'=1,42 am.

IV.4.praincipe d'épuration par boue activée

Le procédé consiste à provoquer le développement d'une culture bactérienne dispersée sous forme de flocon dans un bassin brassé et aéré (bassin d'aération) et alimenté en eau à épurer, prétraitée et ayant subi éventuellement un traitement primaire. Le brassage a pour but d'éviter les dépôts et d'homogénéiser le mélange du floc bactérien et de l'eau usée (liqueur mixte). L'aération qui peut se faire à partir de l'air ou d'un gaz enrichi en oxygène, a pour but de dissoudre l'oxygène dans la liqueur mixte afin de répondre aux besoins des bactéries épuratrices aérobies. Après un certain temps de contact suffisant, la liqueur mixte est envoyée dans un clarificateur appelé parfois décanteur secondaire destiné à séparer l'eau épurée des boues. Ces dernières sont en partie recyclées dans le bassin d'aération pour y maintenir une concentration suffisante en bactéries épuratrices et l'excédent (boues en excès) est évacué vers le traitement des boues.

IV.5.Avantages et inconvénients du procédé d'épuration par boues activée

Pour arriver à dimensionner une station d'épuration, il faut choisir un de ces Procédés en prenant en considération leurs avantages et inconvénients qui sont dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.3 : Avantages et inconvénients des différents procédés.

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

IV.6. 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 croît, 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 (GAÏD, 1984)

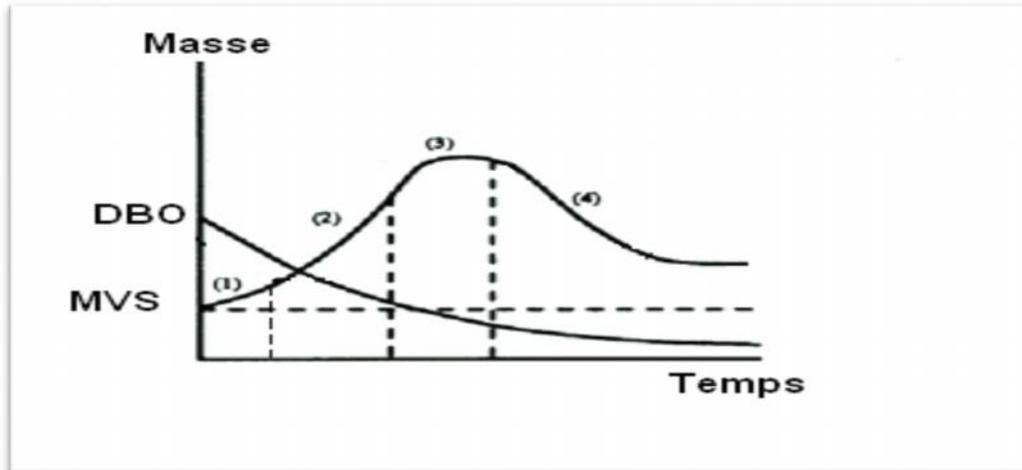


Figure IV.2 : développement d'une culture bactérienne

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

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

$$X = X_0 \exp(\mu t) \dots \dots \dots (IV.9)$$

Dans laquelle :

- X = masse bactérienne présente dans le milieu à l'instant t
- X_0 = 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 X_0 à X_1 tel que :

$$X_1 = X_0 + X \dots \dots \dots (IV.10)$$

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

$$a_m = \Delta x / \Delta L \text{ soit: } \Delta x = a_m (l_0 - l_1) = a_m l_e \dots \dots \dots (IV.11)$$

Où

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

$$a_m (L_0 - L) = X_0 (\exp(\mu t) - 1) \dots \dots \dots (IV.12)$$

Ou encore :

$$\text{Log} (1 + a_m (L_0 - L) / X_0) = \mu t \dots \dots \dots (IV.13)$$

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

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

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

$$-dL/dt=L*X*k \text{ ou encore } dL/L= -X*k*dt \dots\dots\dots (IV.14)$$

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 vient

$$\text{Log} (L_f/ L_o)=-X_a*K*t \text{ ou encore } L_o=L_f \exp (X_a * k *t) \dots\dots\dots(IV.15)$$

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

$$L_o / L_f = (1 / (1+X_a * K* t)) \dots\dots\dots (IV.16)$$

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

IV.7.Systèmes d'aération

Les systèmes d'aération équipant un bassin d'épuration biologique ont un double but :
— apporter aux micro-organismes aérobies l'oxygène, généralement emprunté à l'air, dont ils ont besoin ;

— provoquer une homogénéisation et un brassage suffisants de façon à assurer un contact renouvelé entre le milieu vivant, les éléments polluants et l'eau ainsi oxygénée.

Ces systèmes sont constitués le plus souvent d'un appareil ou d'un ensemble d'appareils placés dans un bassin de volume et de forme déterminés.

IV.7.1.Aérateurs de surface

L'aération de surface permet d'obtenir une aération et mélanger l'effluent par l'utilisation de pales ou d'aubes qui sont mais en rotation avec une certaine vitesse.L'aérateur, qui tourne autour d'un axe vertical ou horizontal, est placé à la surface du liquide dans le bassin d'aération.

Les aérateurs de surface se divisent en deux groupes :

- les aérateurs à vitesse lente ;
- les aérateurs à vitesse rapide.

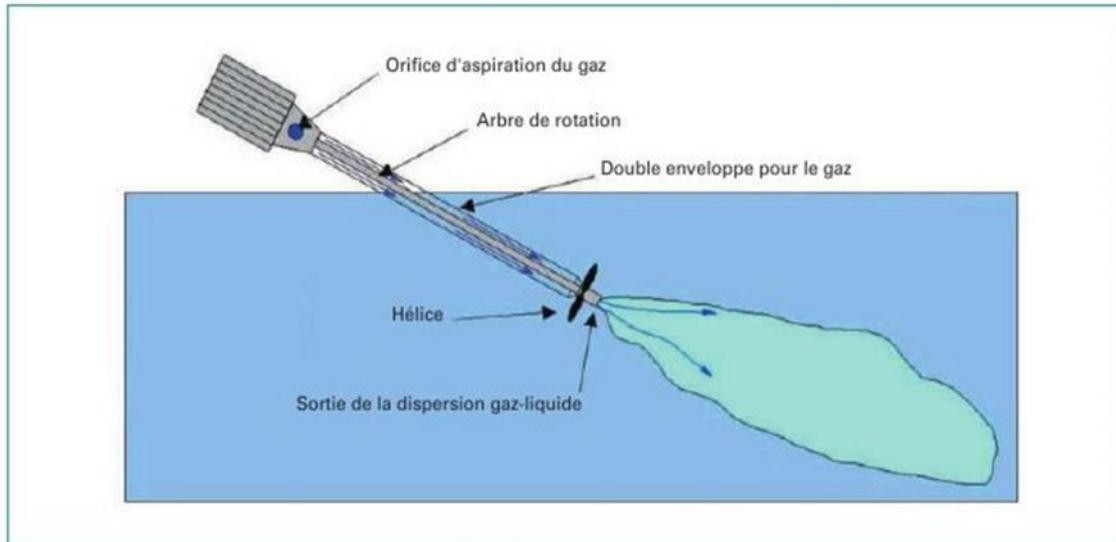


Figure IV.3: Aérateur de surface

IV.7.2. Aérateurs de fond

Ces aérateurs disposés au fond des bassins (figure IV-4) se composent généralement :

- d'un bloc moteur électro-submersible ;
- d'une chambre déprimogène circulaire composée d'un double plateau raccordée à un tube d'aspiration d'air. La partie supérieure de cette chambre est équipée d'une multitude de diffuseurs horizontaux disposés radialement sur le plateau ;
- d'une turbine qui assure à la fois le pompage de l'eau, l'aspiration d'air et le refoulement du mélange diphasique obtenu.

La rotation de la turbine à l'intérieur de la chambre engendre dans la partie inférieure une dépression qui entraîne une introduction importante d'air par l'intermédiaire d'un tube d'aspiration débouchant à l'extérieur. Simultanément, les aubes évidées de la turbine assurent le pompage du liquide par sa partie supérieure. Ainsi, un mélange intime est obtenu par cisaillement de l'air en fines bulles. L'éjection de ce mélange diphasique est réalisée radialement par l'intermédiaire des diffuseurs placés horizontalement.

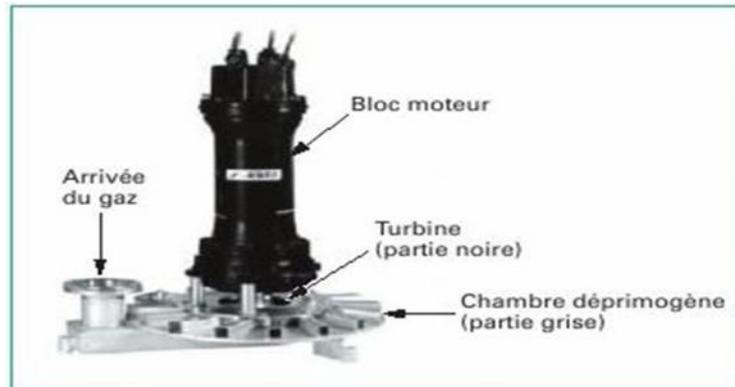


Figure IV.4: Aérateur de fond

IV.7.3. Hydro-éjecteurs

Les hydro-éjecteurs sont des aérateurs toujours positionnés sur le radier des bassins. Leur principe de fonctionnement est simple. Une pompe immergée délivre un fort débit d'eau qui passe à travers une buse puis sort par un conduit divergent. Cette configuration permet d'aspirer l'air ambiant (ou l'oxygène stocké dans un réservoir de surface) par l'intermédiaire d'un tube piqué juste après la buse. La forme du conduit divergent est étudiée pour créer de la turbulence et favoriser le mélange gaz-liquide.

Leur fonctionnement silencieux et leur faculté d'autoamorçage en sont les deux principaux avantages.



Figure IV.5 : Ventoxal d'Air Liquide

IV.7.4. Aération par air surpressé

L'aération par air surpressé consiste à insuffler de l'air dans la masse liquide à des profondeurs variant de 1 à plus de 10 m dans certains cas. Les systèmes utilisés se divisent en trois grandes familles en fonction de la dimension des bulles générées :

- grosses bulles ($d_B > 6 \text{ mm}$) : cannes verticales, Les aérateurs à grosses bulles ont l'avantage de ne pas colmater, de maintenir la température du liquide et d'avoir des coûts de maintenance faible. Mais le taux de transfert de l'oxygène reste faible.
- moyennes bulles ($4 \text{ mm} < d_B < 6 \text{ mm}$) : divers diffuseurs permettent de réduire la dimension des bulles libérées : clapets, petits orifices, etc. ;

— fines bulles : diffusion d'air à travers des corps poreux ou des membranes élastiques finement perforées. Les aérateurs à fines bulles ont l'avantage d'une grande flexibilité et d'une bonne capacité de mélange et de maintien de la température. Leur inconvénient principal est leur coût d'achat et d'entretien élevé, car ils nécessitent des filtres et des équipements auxiliaires pour ne pas colmater.

Conclusion

La valorisation agricole est la voie privilégiée de recyclage des boues. En effet, celles-ci agissent comme un catalyseur de la biologie du sol non pas seulement comme un engrais au sens strict du terme. Cependant, il est important de retenir que l'apport au champ en différents éléments (azote, phosphore, calcium, etc.) ne doit pas excéder la quantité nécessaire aux besoins des plantes, l'excédent étant une source de pollution. Aussi, l'analyse des éléments indispensables tels que les métaux lourds et les germes pathogènes doit être réalisée avant l'utilisation des boues en agriculture.

Chapitre **V**

Traitement tertiaire

Introduction

A l'issue du traitement secondaire, l'eau traitée est parfois directement rejetée en milieu naturel. Autrement, elle subit un troisième niveau de traitement lorsque les eaux usées traitées sont rejetées dans une zone sensible ou destinées à usage particulier (zone de baignade, prise d'eau pour l'adduction de l'eau potable à proximité, irrigation agricole, besoins urbains, usage industriel). Un traitement tertiaire consiste par exemple à éliminer le phosphore résiduel 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.

V.1. Traitement de l'azote

V.1.1 Origine de l'azote

L'origine de l'azote présent dans les eaux résiduaires réside principalement dans l'hydrolyse des composés azotés des êtres vivants (urine) et du drainage des engrais utilisés dans l'agriculture. Par ailleurs, les eaux de cuisine véhiculent des protéines comportant des acides aminés et certains agents de surface (assouplissants) qui renferment dans leurs molécules des radicaux azotés.

L'azote se présente sous les formes suivantes :

- L'azote organique, constituant des cellules vivantes végétales ou animales.
- L'azote ammoniacal, résultant de la minéralisation du précédent.
- L'azote nitreux, Ils sont souvent en quantité très faible car c'est une forme chimique très instable.
- L'azote nitrique, les nitrates, forme stable oxydée.
- L'azote gazeux, cette forme est très présente dans l'air (environ 70 %). Ce gaz est très peu soluble dans l'eau.

On rencontre ces différentes formes de l'azote dans les eaux usées et au cours de leur traitement.

V.1.2. Mécanisme de l'élimination biologique 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 (HOULI, 1990)

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.

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)

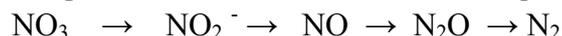
Remarque

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 :



V.2. Traitement du phosphore

V.2.1 Origine du phosphore

L'origine du phosphore dans les eaux usées est déduite de la connaissance des sources de phosphore naturel et de son utilisation. Elle est multiple. Le phosphore provient :

- ✓ du métabolisme humain : un homme excrète entre 1 et 2 grammes de P par jour. Il s'agit de l'apport principal en phosphore dans les cours d'eau.
- ✓ des produits lessiviels et de nettoyage : 1 à 2 grammes de P par jour et par habitation.
- ✓ des rejets industriels : les effluents d'industries agro-alimentaires, d'abattoirs, de laveries industrielles, d'industries de traitement de surface et d'industries chimiques spécialisées. Ils véhiculent une quantité de composés phosphorés à peu p équivalente à celle des eaux usées domestiques, pour des régions relativement urbanisées.
- ✓ les rejets agricoles ou d'origine naturelle sont retenus dans les sols et ne se retrouvent pas dans les eaux usées. Les eaux de surface peuvent éventuellement en contenir en raison de l'érosion et du ruissellement entraînant des particules de sol dans les cours d'eau. (HOULI, 1990)

On distingue deux types :

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

V.2.2. Mécanisme de l'élimination biologique 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.

-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. (HADJRABAH, 2004)

-En phase aérobie

Ces mêmes bactéries trouvent dans l'oxygène les accepteurs d'électrons nécessaires à leur métabolisme, les stocks engrangés sont utilisés pour leur croissance et la reconstitution de leur réserve en 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. (HADJRABAH, 2004)

V.3.Desinfection

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 résiduaires 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.

V.3.1.But de la désinfection

Le but de la désinfection des eaux usées épurées n'est pas d'éliminer totalement les micro-organismes des eaux résiduaires, mais de réduire le nombre de germes pathogènes à un niveau tel que le risque sanitaire devienne acceptable. Ce risque sanitaire est principalement dû aux virus entériques. C'est donc sur ces germes que doit prioritairement agir l'étape de désinfection. (Pierzo et Delattre, 2000)

V.3.2. Les germes ciblés pour attester de l'efficacité des traitements tertiaires

a. les germes témoins ou indicateurs de contamination fécale (GTGF)

Sous le terme « germes témoins de contamination fécale » (GTGF), on trouve des germes utilisés en routine pour le suivi de la qualité des eaux de baignade, et parfois de l'efficacité des traitements tertiaires. On y trouve, en fonction des années et du pays d'origine des études relevées dans la littérature, le suivi des coliformes fécaux, des coliformes thermotolérants, de *E. Coli*, des streptocoques fécaux, et/ou des entérocoques fécaux, et même - abusivement - des coliformes totaux (pas tous fécaux). Dans les GTGF, on trouve également deux autres groupes : des formes de résistance (spores), généralement de *Clostridia* ou de bactéries sulfite-réductrices, et des virus (phages). En théorie, pour représenter toute la diversité des pathogènes, on devrait mesurer 4 groupes (*E.Coli*, entérocoques, bactéries sporulées sulfite-réductrices, bactériophages).

b. Bactéries pathogènes

Les Salmonella

Les principales bactéries pathogènes utilisées pour le suivi de l'efficacité des traitements tertiaires sont les *Salmonella* soit naturellement présentes dans les effluents secondaires, soit en culture pure ajoutée en dopage à un effluent secondaire.

Dans la plupart des études impliquant le suivi de l'efficacité de désinfection des Salmonella dans les effluents secondaires traités, les auteurs se trouvent confrontés à des taux trop faibles, et donc à des résultats difficilement exploitables en termes de rendements d'élimination ou d'abattement. La plupart des auteurs utilisent donc une méthode qualitative de détection dans 500 à 1000 ml conduisant à des résultats en termes de présence ou absence après traitement.

Ces tests ne rendent pas vraiment compte de l'efficacité des traitements : il est possible de constater l'élimination des Salmonella par leur absence dans l'effluent tertiaire, mais si leur présence est toujours détectée, il est impossible d'apprécier si une réduction a été réalisée, et surtout dans quelle proportion.

c. virus pathogènes

✚ Les entérovirus

Les entérovirus sont parfois suivis car parmi eux se trouvent des pathogènes (poliovirus ; coxsakievirus, virus de l'hépatite A). Ils sont cités dans la directive européenne de 1975 pour le contrôle des eaux de baignade. Comme ce groupe rassemble divers types de virus, ils sont susceptibles d'être retrouvés en nombre appréciable dans les effluents secondaires et tertiaires. Néanmoins, il semble bien que leur fréquence ait beaucoup diminué ces dernières années. Même le poliovirus vaccinal, polio « Sabin » vivant, jadis abondant dans les eaux en période de vaccination (rentrée scolaire) a presque disparu du fait qu'on vaccine maintenant les bébés et que les langes lavés à l'eau ont été remplacés par les couches-culottes vouées à l'incinération.

Certains auteurs ont étudié plus spécifiquement un ou plusieurs des virus du groupe des entérovirus, en utilisant des cultures pures de souches virales ou bien en dopant des effluents secondaires par ces cultures pures.

Ainsi, des poliovirus ont-ils souvent été choisis pour étudier l'efficacité de désinfection sur les virus car ils appartiennent à un genre comprenant des virus pathogènes humains.

Les coxsakievirus sont également considérés (Type B-5 par Batigelli, 1993) ainsi que le virus de l'hépatite. (Pierzo et Delattre, 2000)

✚ Les Reoviridae : rotavirus et reovirus

Les rotavirus sont parmi les principaux virus pathogènes pour l'homme dans les eaux. Ces virus sont cependant actuellement encore impossibles à dénombrer par culture à partir des eaux.

Les réovirus, bien qu'ils ne soient pas considérés comme pathogènes pour l'homme, peuvent être choisis car ils sont très proches des rotavirus. Ils ont d'ailleurs été proposés comme indicateurs viraux dans les eaux usées car ils y sont retrouvés en quantité importante et restent relativement stables pendant les traitements primaire et secondaire des eaux usées.

Le tableau V.1 présente quelques virus pathogènes et leur incidence sur la santé.

Tableau V.1 : Quelques virus pathogènes rencontrés dans les eaux. (Pierzo et Delattre, 2000)

Familles	Genres	Espèces	Maladie
Picornaviridae	entérovirus	Virus Poliomyélitique Virus Coxsackie A Virus Coxsackie B Echovirus	Paralysie, méningite, fikvre , poliomyélite. Méningite, infection respiratoire. Myocardie, éruption cutanée, fièvre, meningite, infection, respiratoire. Méningite. infection respiratoire, éruption cutanée, fièvre, diarrhée.
Oviridae	Réovirus	Virus de l'hépatite A Réovirus humains Rotavirus humains Calcivirus humains Virus de Norwalk Virus de l'hépatite E Adénovirus humains	Hépatite infectieuse. Non établie. Gastro-entérite, diarrhées. Gastro-enterite. Gastro-entérite. Hépatite infectieuse. infection respiratoire, conjonctivite et gastro-entérite.

V.3.3. procédé de désinfection

V.3.3.1. Chloration

La chloration est le procédé le plus employé en désinfection des eaux usées. Cette technique est cependant de plus en plus remise en cause. Un rapport a d'ailleurs montré le très mauvais état d'une grande partie des installations existantes sur le littoral Bas-Normand et les mauvais résultats de désinfection en découlant.

Le chlore a une activité bactéricide prouvée, mais en réalité assez complexe à optimiser. De plus, la formation de sous-produits toxiques à action rémanente dans l'environnement ainsi que les risques liés au transport, au stockage et à la manipulation du produit remettent en cause l'utilisation de cette technique de désinfection. Enfin, l'efficacité du chlore vis-à-vis des virus n'est pas bien établie.

Principe du traitement

Lors du traitement de chloration, le chlore peut être utilisé sous forme de chlore gazeux (stocké en phase liquide en bouteille ou en tank), ou en solutions concentrées d'hypochlorite de sodium (eau de Javel à 48° chlorométrique). La même filière de traitement est mise en œuvre pour les deux désinfectants :

- ✓ bassin de mélange équipé d'un dispositif d'injection et d'homogénéisation,

- ✓ dispositif de contact,
- ✓ régulation de la dose de désinfectant en fonction des besoins,
- ✓ déchloration.

Dans la réalité, le dispositif est différent d'une station à l'autre, et les stations ne sont pas toujours équipées d'un bassin de mélange, ou d'une déchloration. De nombreux schémas existent, pouvant être parfois très rudimentaires.

L'asservissement de systèmes de mélange et de pompes doseuses pour l'injection des doses de chlore en fonction du chlore résiduel est de toute importance.

L'asservissement de la dose injectée au débit et de dispositifs d'injection efficaces s'avèrent également primordiaux pour assurer une efficacité de la chloration. (Pierzo et Delattre, 2000)

La forme la plus désinfectante du chlore est le chlore libre actif (acide hypochloreux, HOCl). Cependant, une désinfection qui viserait à obtenir un résiduel stable d'HOCl n'est pas concevable pour les eaux usées, du fait des doses de chlore trop importantes qui seraient nécessaires. Ce sont donc les propriétés germicides des chloramines qui sont utilisées. Le pouvoir bactéricide du chlore actif est cependant 20 à 30 fois supérieur à celui de la dichloramine, lui-même 3 à 5 fois supérieur à celui de la monochloramine.

V.3.3.2. Ozonation

L'ozone (O_3) est un gaz instable et odorant produit industriellement dans un effluveur en faisant passer de l'air ou de l'oxygène sec entre deux électrodes soumises à une différence de potentiel de 15000 Volt.

Le traitement à l'ozone s'avère équivalent à celui par UV pour la désinfection des eaux résiduaires, l'ozonation présentant cependant un avantage par son action prononcée de désinfection des virus et des kystes de protozoaires.

Le traitement par ozonation, en plus d'être très performant, n'entraîne aucune toxicité et améliore la qualité chimique de l'effluent (couleur, nitrites, DCO, MES). Par contre, l'ozonation est sensible aux matières organiques contenues dans les matières en suspension présentes dans l'effluent ce qui nécessite une filtration préalable. De plus, ce type de procédé présente des coûts d'installation et de fonctionnement très élevés : 2 à 3 fois supérieurs à ceux d'un traitement par chloration et plus élevés que ceux d'un procédé de traitement UV qui présente un très faible emprise au sol et aucun stockage de produit.

Principe du traitement

Le gaz ozoné est mis en contact avec l'effluent à désinfecter dans des cuves compartimentées au moyen d'un injecteur, de tubes poreux ou d'une turbine spéciale de dispersion. La fourniture d'ozone est ajustée aux besoins au fur et à mesure du déroulement du traitement. En général, 4 cuves sont utilisées : les deux premières assurent le mélange et le contact effluent-ozone, les deux suivantes optimisent le traitement.

L'ozone dissous va d'une part oxyder de nombreux cations métalliques et halogénures, et d'autre part réagir avec les matières organiques pour former des ozonides très instables dont l'activité désinfectante est totalement inconnue. (**Pierzo et Delattre, 2000**)

L'ozone agit sur les protéines membranaires ainsi que sur le potentiel énergétique des micro-organismes. Son oxydation puissante limite les risques de reviviscence des bactéries.

V.3.3.3. Traitement UV

Le pouvoir germicide des rayons UV est connu depuis la fin du siècle dernier. Ses applications pratiques se sont développées récemment grâce aux progrès réalisés dans les sources d'émission des UV.

La technologie par rayonnement UV est couramment employée en désinfection des eaux résiduaires épurées aux Etats-Unis et au Canada depuis une quinzaine d'années (plus de 900 stations d'épuration équipées en traitement UV en 1993 aux USA et au Canada). En France, son application a commencé à se développer depuis le début des années 1990 seulement.

Cette technique de désinfection est considérée par de nombreux auteurs comme l'une des meilleures alternatives à la chloration, qui est encore la méthode de désinfection la plus couramment utilisée en France pour les eaux résiduaires.

Le procédé de désinfection par rayonnement UV présente plusieurs avantages :

- ✓ Il ne fait intervenir ni stockage, ni dosage, ni manipulation de produits chimiques,
- ✓ Il est très compact, d'où une emprise au sol et un génie civil peu importants,
- ✓ Il ne modifie pas les caractéristiques physico-chimiques de l'effluent et ne génère aucunsous-produit toxique,
- ✓ Il serait plus efficace que le chlore pour détruire les virus,
- ✓ Son rendement n'est pas sensible aux variations de température.

Ce procédé s'avère plus avantageux d'un point de vue coût que le procédé d'ozonation pour le traitement des eaux résiduaires, car il présente des coûts plus faibles d'installation et de fonctionnement.

Cependant, un inconvénient majeur souvent reproché à ce procédé est une possible photoréactivation de certains micro-organismes ayant été soumis aux rayonnements UV. (**Pierzo et Delattre, 2000**)

Principe du traitement

a. Principe technique

Les rayonnements UV sont des ondes électromagnétiques de longueur d'onde comprise entre 100 nm et 400 nm. Ce sont les UVC, compris entre 200 nm et 280 nm qui sont les plus puissamment germicides, la longueur d'onde la plus couramment utilisée étant 254 nm.

Les rayonnements UV sont émis par des lampes à vapeur de mercure, soit à basse pression (petites lampes de 100 W à spectre d'émission court vers 250 nm d'une durée de vie d'environ

3500 h), soit à haute pression (lampes de 200 w avec spectre d'émission large de 210 à 300 nm et durée de vie d'environ 7000 à 8000 h). L'excitation des atomes de mercure produite par une décharge électrique conduit à l'émission de radiations de longueur d'onde 254 nm.

L'effluent passe en fine lame dans une chambre de contact ou il est soumis à ce rayonnement. Les lampes sont généralement placées dans une gaine de verre spécial dit «quartz» qui a pour rôle de les protéger contre les chocs et l'encrassement, d'éviter tout contact direct avec l'eau, et de maintenir une température constante autour de la lampe UV.

Pour assurer une désinfection satisfaisante en permanence, l'appareil doit fournir une dose de rayonnement UV minimale de 16 m Ws/cm^2 au point le plus éloigné de la chambre de contact quels que soient le débit entrant et la qualité de l'eau à désinfecter.

Généralement, les constructeurs dimensionnent leurs appareils de telle sorte qu'une dose de rayonnement UV moyenne de 100 m Ws/cm^2 soit appliquée dans la chambre d'irradiation. Le temps de contact est généralement de 10 à 20 secondes. (Pierzo et Delattre, 2000)

b.Principe physique de l'inactivation

L'inactivation des micro-organismes par les UV est un processus physique qui consiste en l'absorption de l'énergie UV par le matériel génétique de la cellule. Les principales cibles cellulaires sont les molécules d'Acide DésoxyriboNucléique (ADN) et d'Acide RiboNucléique (ARN), les acides nucléiques absorbant fortement les radiations UV.

L'efficacité des rayonnements UV est fonction de la quantité (ou de la dose) d'énergie qui est absorbée par les micro-organismes. Cette dose est définie par le produit de l'intensité UV, par le temps d'exposition des germes aux rayonnements (soit en première approximation le rapport entre le débit de passage de l'effluent secondaire à traiter et le volume de la chambre d'irradiation). (Pierzo et Delattre, 2000)

Conclusion

Dans le vocabulaire courant de l'épuration, ce terme désigne un traitement complémentaire permettant d'obtenir une qualité d'effluent traité supérieure à celle obtenue par les procédés biologiques classiques.

Il s'agit en fait d'affiner l'eau en poussant l'épuration le plus loin possible avec la possibilité de viser deux objectifs différents :

- ✓ L'amélioration des performances sur les paramètres classiques (MES, DBO_5 , DCO) : Le traitement tertiaire est alors un affinage qui peut être obtenu par différentes techniques : micro tamisage, filtration sur sable, biofiltration ou lagunage, adsorption sur charbon actif...;
- ✓ L'action spécifique sur un paramètre qui n'est que peu ou pas touché par les traitements classiques : c'est le cas de la désinfection, par laquelle on s'attache à réduire la pollution bactérienne. Le choix d'un moyen de désinfection se fait normalement en considérant les contraintes techniques, économiques et environnementales qu'il présente. En ce sens, le mode de désinfection idéal est celui qui regroupe les caractéristiques suivantes :

- Efficacité pour la plupart des micro-organismes pathogènes sous différentes conditions;
- Absence de sous-produits indésirables formés à la suite de son utilisation;
- Produit non dangereux pour l'homme et pour la vie aquatique;
- Facilité d'utilisation;
- Faibles coûts d'investissement et d'exploitation.

Chapitre **VI**

Traitement des
boues

Introduction

Les boues résiduairees résultent des différentes étapes de traitement que subissent les eaux usées, et sont dans de nombreux cas, responsables de problèmes d'exploitation importants et de désordres graves.

La destination finale de ces boues doit faire l'objet d'une attention toute particulière lors de l'élaboration du projet de construction d'une station d'épuration.

Leur évacuation, devant satisfaire au respect de l'hygiène publique de l'environnement impose au préalable un traitement de « stabilisation », indispensable pour réduire la fraction organique fermentescible contenue dans ces boues.

Le choix de la destination des boues va permettre de déterminer les traitements complémentaires à mettre en œuvre : épaissement et déshydratation permettant la réduction de leur volume.

VI.1. Origine et caractéristiques des boues

VI.1.1. Origine des boues résiduairees

Selon leur origine, les boues ont une composition différente qu'elles proviennent d'un traitement d'eau potable, d'un procédé physico-chimique ou biologique, d'une eau usée urbaine ou industrielle.

La nature de la boue est donc liée à la composition de l'effluent traité, et aussi aux techniques de traitement utilisées.

On peut distinguer les types de boues suivants :

a. Boues primaires

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

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

(ROGER, 1990)

b. Boues secondaires

Les boues secondaires sont issues du traitement biologique (boues activées, lit bactérien, disques biologiques,...).

Elles sont constituées essentiellement de corps bactériens.

c. Boues mixtes

Dans le cas où il existe des boues primaires et des boues secondaires, elles forment des boues "mixtes". Ce sont des boues fraîches qui vont subir un traitement de stabilisation biologique.

d. Boues d'aération prolongée (cas fréquent en France)

Ce sont une variante des boues mixtes. Dans ce procédé, comme d'ailleurs en lagunage naturel et en lagunage aéré le traitement n'inclut pas d'étape de décantation primaire.

L'ensemble des déchets est donc soumis à l'aération et les boues obtenues, particulièrement peu concentrées, sont suffisamment minéralisées pour ne pas produire de nuisance ultérieure.

e. Boues physico-chimiques

Elles sont formées par l'agglomération des matières organiques particulaires ou colloïdales contenues dans les eaux usées. Cette agglomération est obtenue grâce à l'addition d'un réactif coagulant, tel les sels de fer ou d'aluminium. 90% des MES peuvent ainsi être captées. Séparées par décantation, les boues obtenues renferment une part importante de sels minéraux issus des eaux brutes et de l'agent coagulant.

Les volumes importants occasionnés par les boues ont conduit les traiteurs à tenter dans une première phase, à réduire ces volumes. Il s'agit de choisir un mode de traitement qui, sans nuisance supplémentaire, atteigne l'objectif de réduction des volumes de boues. (ROGER, 1990)

VI.2.Caractéristiques d'une boue

VI.2.1. Siccité d'une boue

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

VI.2.2.Taux de Matières Volatiles Sèches

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

VI.2.3.Consistance de la boue

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

Tableau VI.1 : Pourcentage de siccité pour chaque état physique des boues. (ROGER, 1990)

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

VI.3.Principales méthodes de traitement des boues

Ce traitement des boues est défini comme un ensemble d'opération visant à modifier les caractéristiques de ces boues afin de rendre leur destination fiable et sans nuisances. On parle alors d'épaississement, stabilisation et déshydratation des boues.

VI.3.1.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.

Diverses méthodes sont utilisées pour épaissir les boues :

- ❖ Epaississement gravitaire ;
- ❖ Epaississement dynamique.

VI.3.1.1.Principe de l'épaississement

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.

VI.3.1.2.Types d'épaississements

A. Epaississement gravitaire : la décantation (ou sédimentation)

Cette technique est très répandue dans les grandes stations (10 000-100 000). Une hauteur de 3,5 à 4 m est préconisée pour le bassin de décantation, en tenant compte du volume de stockage, afin de faciliter le tassement de la boue. La siccité des boues à la sortie de ce procédé varie de 2 à 10% selon la nature des boues traitées. (AMORCE, 2012)

Ce procédé est peu coûteux (consommation énergétique de l'ordre de 1 à 7 kWh/tMS) et d'exploitation simple mais de faible performance sur les boues biologiques (boues très fermentescibles) avec une siccité de 1,5-2,5%. De plus, la mise en place de l'ouvrage nécessite une surface et un volume très importants. Le temps de séjour des boues dans l'épaississeur est environ 48h. La performance est variable selon la nature des boues :

- ❖ Boues primaire, 40-80 kgK8 de MS/m²/jour
- ❖ Boues biologiques, 25kg de MS/m²/jour. (AMORCE, 2012)

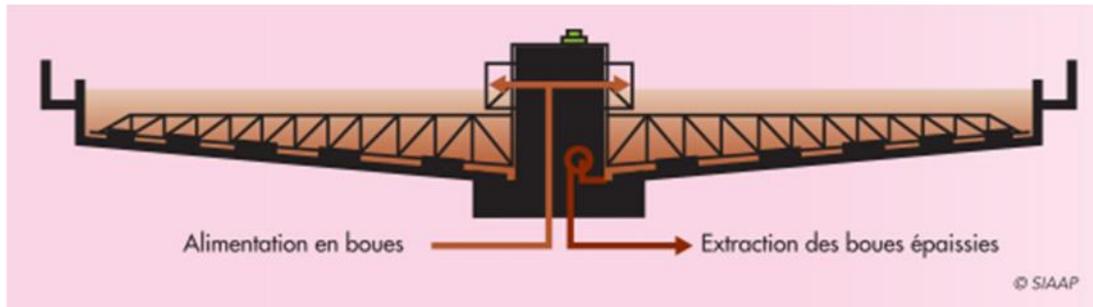


Figure VI.1: Epaisseur statique gravitaire.

B. Epaisseur dynamique

B.1. Flottation

Bien adaptée aux boues biologiques, la flottation a l'avantage d'être un procédé rapide par rapport à la décantation et réalisée dans des installations compactes surtout avec les matières en suspension (MES) de faible décantabilité (siccité de 3,5-5%). Le procédé est basé sur une séparation de phases provoquée par une remontée à la surface des boues sous l'effet de la pression de fines bulles d'air. Les principaux inconvénients de cette technique sont les coûts d'exploitation élevés à cause d'une forte consommation énergétique (entre 60 à 100 kWh/tMS) et son fonctionnement délicat. Ce procédé est donc réservé principalement aux grandes stations (10 000 à 100 000 EH). (AKROUR, 2005)

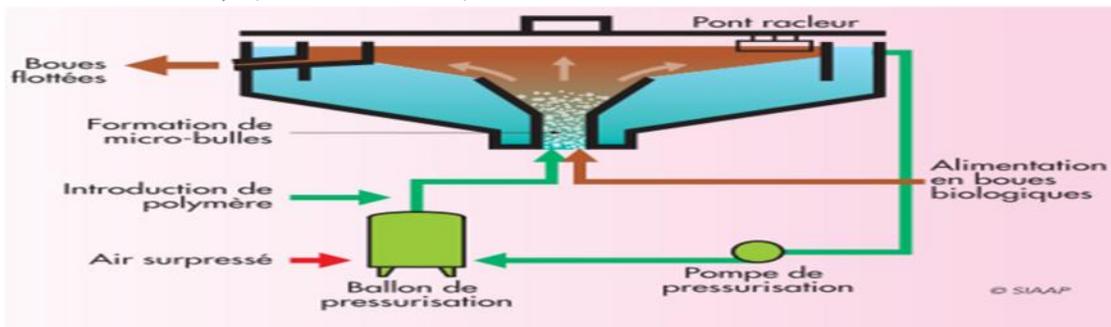


Figure VI.2: Flottation.

B.2. La Centrifugation

Cette technique consiste en une séparation, sous l'effet de la force centrifuge, des phases liquide et solide en ajoutant aux boues un polymère en faible dose, permettant d'obtenir un bon compactage (siccité de 4-6%). Il s'agit d'un procédé rapide (il traite 100 m³ de boues par heure) et compact, mais très consommateur d'énergie (150 à 300 kWh/tMS) et très sensible à la qualité des boues.

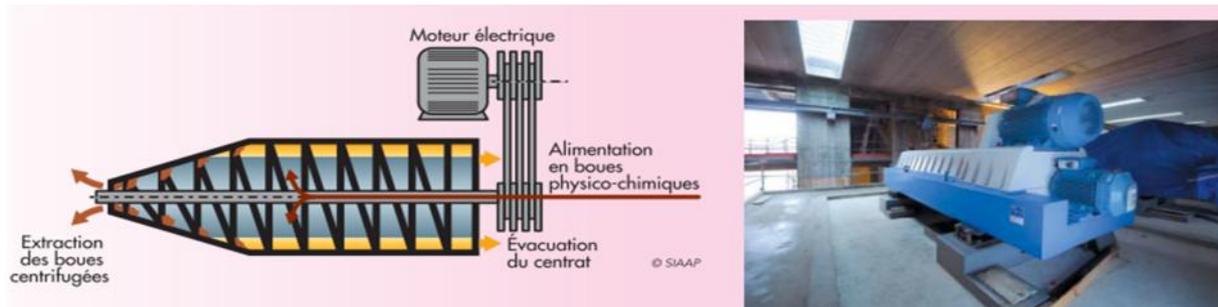


Figure VI.3: Centrifugation.

B.3. Drainage

La boue, préalablement floculée par traitement physico-chimique, est épanchée sur un support filtrant qui est raclé en permanence par des lames en caoutchouc. Il existe des technologies variées. Les tables, grilles et tambours d'égouttage sont des techniques simples, efficaces et financièrement abordables alors que les bennes filtrantes, bien adaptées aux petites stations et de fonctionnement très simple, ont des coûts plus élevés et nécessitent une assistance technique importante.

Le tableau suivant présente une comparaison des techniques de l'épaississement sur quelques paramètres.

Tableau VI.2: Comparaison des techniques de l'épaississement sur quelques paramètres. (AMORCE, 2012)

Type d'épaississement	Energie (kWh/tMS)	conditionnement	Siccité (%)
Décantation	10 à 20	-	1.50 à 2.5
Flottation	60 à 100	-	3.5 à 5
Centrifugation	150 à 300	Polymère (5kg/tMS)	4 à 6
Drainage	30 à 60	Polymère (1.5kg/tMS)	4.5 à 6

VI.3.2.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.

VI.3.2.1.Stabilisation biologique

Elle se fait soit par voie aérobie dans les bassins d'aération, soit par voie anaérobie dans des digesteurs avec production d'un biogaz riche en méthane.

A-Stabilisation aérobie

La stabilisation aérobie des boues consiste en une minéralisation aboutissant à une oxydation très poussée des boues.

Elle est réalisée dans des ouvrages appelés digesteurs qui sont alimentés :

- soit en continu
- soit par cuvée, c'est à dire par alimentation intermittente.

Le temps de séjour dans ces ouvrages est de l'ordre d'une semaine et les systèmes d'aérations utilisées, sont soit des aérateurs de surface ou des diffuseurs d'air.

Les aérateurs de surface permettent une meilleure diffusion d'oxygène mais ils peuvent provoquer une certaine destruction mécanique du floc bactérien rendant ainsi plus difficile leur épaissement.

L'avantage de ce procédé réside dans la simplicité de son fonctionnement, de sa conception et de son suivi. Le surnageant récupéré après la stabilisation des boues, est renvoyé en tête de station. Sa DBO ne représente plus qu'une faible pollution et ne perturbe pas l'épuration.

L'inconvénient majeur d'un tel système est qu'il consomme de l'énergie ajoutée aux dépenses énergétiques globales de la station. (ROGER, 1990)

B-Stabilisation anaérobie

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

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

VI.3.2.2.Stabilisation chimique

Le pouvoir fermentescible d'une boue peut être réduit par adjonction de réactifs chimique. Cet apport de réactifs ne modifie pas la quantité de matières organiques biodégradables mais agit essentiellement par son action bactéricide. La chaux, du fait de son coût réduit et de son alcalinité, est le réactif le plus utilisé.

VI.3.3.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.

La déshydratation des boues est réalisée de deux manières :

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

VI.3.3.1.Déshydratations naturelle

Le séchage des boues sur des lits de sable s'effectue en deux temps :

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

- Dans un deuxième temps, a lieu l'évaporation de l'eau liée, en faisant appel à des forces extérieures comme les conditions météorologiques. L'apparition de fissures augmente la surface de contact avec l'atmosphère qui se traduit par une évaporation plus intense.

Cette deuxième phase dépend de divers facteurs tels que la température, l'humidité relative de l'air au contact de la boue et de l'épaisseur de la boue. (HOULI, 1990)

A- Le lit de séchage

Le lit de séchage est composé d'une couche supérieure de sable de 10 cm (calibre 0,5 à 1,5 mm), et d'une couche intermédiaire de gravier fin (calibre 5 à 15 mm), et d'une couche inférieure de gros gravier (calibre 10 à 40 mm) reposant sur le bol imperméabilisé et soigneusement nivelé.

Des drains (en ciment ou en plastique) sont disposés, avec une légère pente, dans la couche de base. Les boues épandues liquides sur une épaisseur de 15 à 30 cm perdent d'abord une partie de leur eau (jusqu'à 80%) par drainage à travers le sable. Un séchage atmosphérique par évaporation se produit ensuite et termine la déshydratation des boues. (HOULI, 1990)

Certaines conditions doivent être respectées :

- Il ne faut jamais admettre de boues liquides sur un lit contenant des boues déjà sèches car l'égouttage ne peut pas avoir lieu.

- L'enlèvement des boues déshydratées, se réalise le plus souvent manuellement et nécessite de ce fait, un personnel permanent.

- Un mauvais fonctionnement des lits de séchage se répercute sur l'ensemble de la station ; si les lits ne sèchent pas convenablement, il apparaît aussitôt un excès de boues au niveau du digesteur, du bassin d'aération ou du décanteur.



Figure VI.4: Lits de séchage de L'ancienne SETP de ville de Bordj Bou Arreridj

VI.3.3.2. Déshydratations mécaniques

Les mécanismes principaux de la déshydratation mécanique sont:

- ✓ la filtration sous vide.
- ✓ la filtration sous pression.
- ✓ les filtres à bande.

A- Filtration sous vide

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

La dépression, effective sur les 2/3 de la surface filtrante, permet de constituer un film épais de boue sur la toile lors de l'immersion du tambour, puis l'essorage du gâteau après son émergence. Le retour à la pression atmosphérique correspond aux phases successives de décharge de la boue déshydratée et de rinçage de la toile par une eau sous pression. (HADJRABAH, 2004)

B- Filtres sous pression

Cette technique permet d'extraire l'eau libre et l'eau interstitielle contenue dans les boues. Les filtres sous-pression sont moins encombrants que les filtres sous vide. Le grand avantage du filtre-pression est qu'il est le seul dispositif permettant d'assurer une filtration sous forte pression et d'atteindre des siccités élevées. Les inconvénients sont la discontinuité de l'alimentation qui implique de prévoir un stockage de la matière première, la nécessité d'une main d'œuvre importante pour le nettoyage des plaques et le remplacement des toiles. (HOULI, 1990)

C- Filtres à bande

Cette technique consiste à déshydrater les boues entre une bande presse et une bande filtrante. La boue subit trois traitements successifs : floculation, égouttage, et compression. Il s'agit de fabriquer une boue floculée permettant un drainage rapide et une cohésion suffisante pour résister à la compression.

D- Centrifugation des boues

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

❖ Le Principe de fonctionnement des centrifugeuses

Les boues liquides sont admises dans le bol conique, cylindrique ou cylindro-conique, par l'arbre creux de l'appareil et à l'aide des tuyères d'alimentation. Lorsque la centrifugeuse est mise en marche, les boues, sous l'action de la force centrifuge, sont projetées sur les parois du bol, permettant une séparation solide – liquide.

Le surnageant est évacué par un déversoir alors que les solides sont repris par le transporteur, dirigés vers l'autre extrémité du bol et déchargés par un orifice.

La centrifugation est une technique offrant divers avantages :

- ◆ rendement d'extraction élevé (50 %) variable selon la nature de la boue et son conditionnement.
- ◆ siccité maximales obtenues.
- ◆ coût d'investissement faible.
- ◆ facilité d'exploitation.
- ◆ économie de surface au sol.
- ◆ absence de nuisances particulières ou propres à cette technique.

VI.4. Destination finale des boues

Aujourd'hui, il existe deux filières concernant la destination des boues qui sont :

VI.4.1.Principale filières

Les boues récupérées des STEP sont soit valorisées pour des fins agricoles ou énergétiques, ou bien éliminées.

VI.4.1.1.Valorisation organique

Il s'agit de la solution la moins onéreuse mais également la plus fragile en raison des difficultés liées à l'acceptation par le monde agricole de ces « déchets » devenus « produits ».

a. Epandage des boues

Malgré les coûts croissants de traitement des boues nécessaires à une valorisation agricole, l'épandage reste la filière la plus économe. Avant d'être épandues, les boues peuvent avoir subi un ou plusieurs traitements.

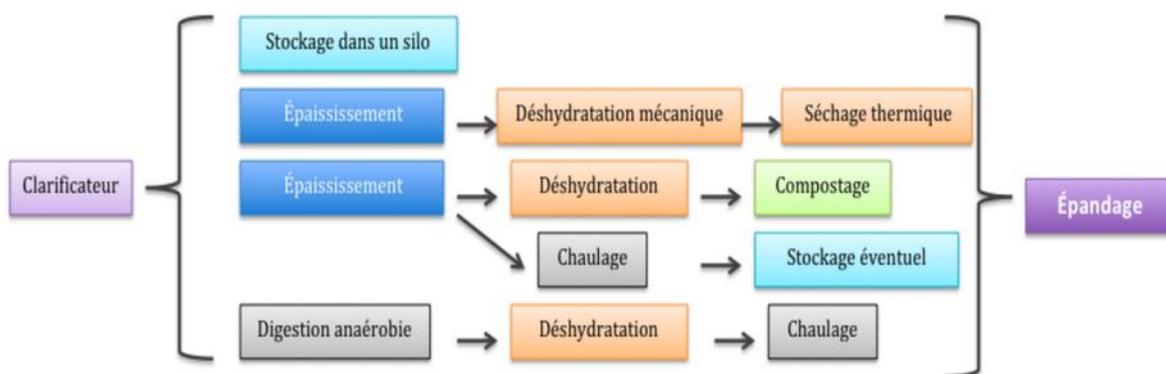


Figure VI.5 : Différentes étapes de traitement des boues avant épandage

Les boues traitées en vue d'un épandage peuvent être :

- ❖ Boues liquides : siccité 2 à 5 %, produites par les petites stations (< 200EH), elles ont subi un épauississement ou un stockage en silo.
- ❖ Boues pâteuses : siccité 15 à 25%, issues de la digestion biologique, correspondent à des STEP de taille moyenne (65 000 à 20 000 EH). Elles ont subi une déshydratation sur filtre à bande ou une centrifugation.

- ❖ Boues chaulées : siccité 25 à 30%, ce type peut être pâteux ou solide, produit par des STEP de taille moyenne à grande (20 000 à 100000 EH). Elles sont issues d'un chaulage après une déshydratation.
- ❖ Boues compostées : siccité 35 à 70%, issues d'un compostage des boues déshydratées.
- ❖ Boues solides : résultent d'un traitement par filtre presse ou d'un séchage thermique. Elles sont produites surtout par des grandes STEP (cout de production assez important).



Figure VI.6 : Epannage agricole

L'épandage des boues présentes des avantages agronomiques car les boues de la STEP sont riches en éléments fertilisants (N et P). En effet, dans les boues liquides, la plupart de l'azote se trouve sous forme d'ammonium qui est facilement assimilé par les végétaux. Dans les boues pâteuses et solides, l'azote est sous forme organique et sera disponible à long terme. De plus, l'apport de phosphore par les boues est très important, quasiment égal à celui des engrais chimiques.

Malgré les intérêts qu'elle présente, cette valorisation a des limites. Elle est assez mal acceptée par les exploitants à cause de la présence des ETM, des CTO et les germes pathogènes dans les boues. (SYPREA, 1997)

b. Valorisation sous forme de compost

Le compostage est d'abord un procédé de stabilisation de la matière organique puis un procédé de valorisation organique produisant un compost soumis aux mêmes contraintes réglementaires que l'épandage agricole.

Par ailleurs, le compostage présente plusieurs avantages par rapport à l'épandage. Parmi ces avantages on a :

- ❖ Réduction du volume des boues et de leur teneur en eau ;
- ❖ Réduction des odeurs ;
- ❖ Meilleure maniabilité (meilleure structure que les boues non compostées) ;
- ❖ Stabilisation et hygiénisation naturelles sans additifs chimiques ;
- ❖ Plus grand intérêt économique (une grande quantité d'humus riche en éléments fertilisants).

La valorisation agricole après compostage est garantie en raison de la qualité du produit final, s'il est commercialisé, peut garantir la rentabilité de l'opération.

A cause d'un apport trop faible carbone/azote, et de l'absence d'élément structurant, les boues de STEP ne sont pas compostables seules. Il est donc nécessaire de mélanger les boues avec des déchets verts qui permettent de structurer et d'aérer le substrat, afin d'obtenir un produit final de bonne qualité. Ce procédé nécessite des garanties quant à la qualité et à la quantité des deux flux (déchets verts et boues) afin d'assurer un mélange homogène dans la durée.

L'utilisation du compost fournit aux végétaux un support aéré, un réservoir d'eau et de nutriments. Ceci permet un enracinement important des végétaux, favorise leur productivité et diminue les risques d'érosion. (Houot, 2012)

VI.4.1.2. Valorisation énergétique

Après une première déshydratation, les boues sont incinérées dans un four spécifique ou peuvent être mélangées avec d'autres déchets tels que des déchets ménagers et traités dans des installations de traitement thermique de déchets non dangereux.

Un des procédés les plus connus est le four à lit de sable fluidisé. Les températures de combustion sont généralement comprises entre 850 et 900 °C. En sortie de réacteur, du sable chaud est mélangé aux boues, afin de créer une turbulence facilitant la combustion, puis il est réintroduit en bas du réacteur de fluidisation. Le principal intérêt de cette technique réside dans le fait que la combustion est auto-entretenue si les boues ont une siccité supérieure ou égale à 26%.

La chaleur produite dans l'installation peut être valorisée dans un réseau de chaleur, permettant de réduire le coût de fonctionnement de l'usine.

Enfin, l'intérêt principal du traitement thermique des boues de STEP est tout d'abord de transformer les boues en cendres, avec une réduction de volume d'environ 90%. Ce produit représente un déchet ultime qui sera stocké. De plus, la combustion des boues offre une possibilité de valorisation énergétique des boues, surtout dans les fours de capacité importante.

VI.4.1.3. Mise en décharge contrôlée

Elle consiste à enfouir les boues souvent mélangées avec les ordures ménagères selon les principales conditions (site étanche, compactage des résidus, récupération et traitement des jus de décharges,...). Afin d'éviter toute nuisance au niveau de stockage, les boues doivent être débarrassées des matières organiques fermentescibles.

De plus, pour réduire la production de lixiviats, et éviter une rapide saturation de la décharge, ne sont acceptées que les boues peu humides (humidité maximale de 70 %).

Remarque

La mise en décharge contrôlée de la boue nécessite des opérations préliminaires de stabilisation et de déshydratation poussée.

VI.4.2. Filières facultatives

Ce sont de nouvelles techniques de valorisation des boues, parmi ces techniques, on trouve :

VI.4.2.1. Co-combustion en cimenterie

Encore au stade expérimental en France, cette technique offre une possibilité d'élimination des boues d'épuration déshydratées ou séchées. En effet, les boues de siccité supérieure à 90 % ont un pouvoir calorifique important (de 10 à 12 MJ/kg). Elles peuvent donc être utilisées comme combustible et remplacer une partie de la consommation en énergie fossile. De plus, la chaleur produite par le processus peut être utilisée pour le séchage des boues. (AMORCE, 2012)

Cependant, pour pouvoir profiter de cette chaleur, la station d'épuration doit être à proximité de la cimenterie. En outre, la teneur en phosphore des boues peut être un élément limitant de cette technique. En effet, une teneur supérieure à 0,5 % de phosphore peut entraîner une diminution de la résistance mécanique.

VI.4.2.2. Gazéification

La gazéification consiste à convertir à forte température (900-1100°C) une énergie contenue dans un matériau solide en un résidu inerte et un gaz calorifique valorisable ou d'électricité, avec des rendements énergétiques et un bilan environnemental favorables. Cependant, cette technique nécessite des boues préalablement séchées à 90 %, ce qui grève pour le moment le coût de cette solution alternative.

Remarque :

Le schéma suivant résume les différentes techniques de traitement des boues ainsi que leurs destinations. (AMORCE, 2012)

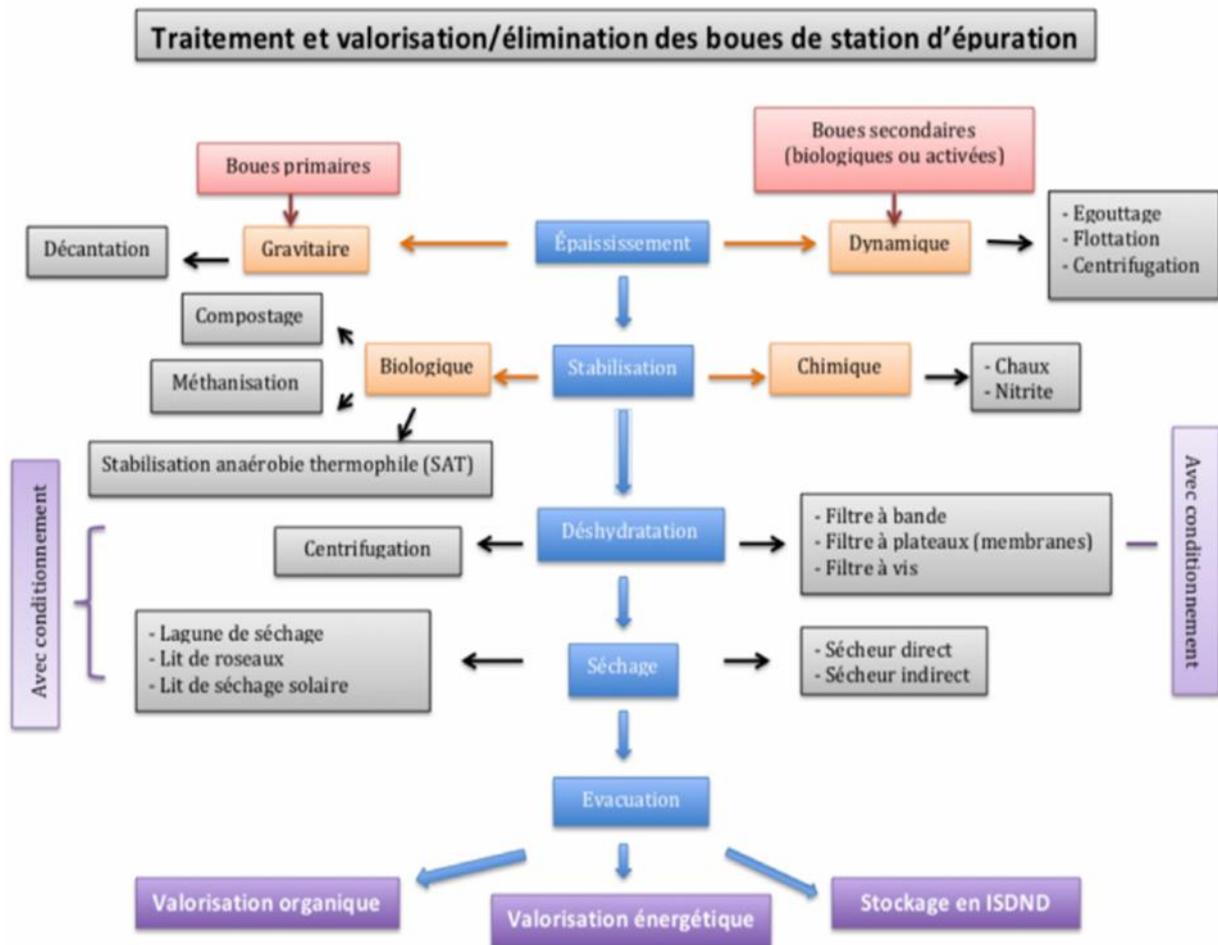


Figure VI.7 : Traitement et valorisation/élimination des boues de station d'épuration.

Conclusion

Le traitement des eaux usées conduit à la production de boues, qui contiennent des composés inertes et organiques, des polluants et des pathogènes. Un traitement adapté et performant de ces boues est donc indispensable pour maîtriser de façon globale l'assainissement des eaux usées.

Dans tous les cas, le choix de filières de valorisation ou d'élimination des boues produites doit prendre en compte l'existence et la pérennité des débouchés potentiels, notamment pour l'épandage, et essayer de mutualiser les équipements de traitement des déchets existant sur le territoire (plateforme de compostage, unité de valorisation énergétique à proximité,...).

Cependant, il faut également tenir compte des évolutions réglementaires, qui peuvent créer de nouvelles contraintes, ayant des impacts sur le coût de l'assainissement.

Chapitre **VII**

Dimensionnement de
la station

Introduction

Pour pouvoir étudier un projet de réalisation d'une STEP ou proposer un procédé de traitement d'une eau usée, il faut au préalable disposer de certaines données de bases requises pour la conception et le dimensionnement d'une station d'épuration des eaux usées telles que :

- Le nombre d'équivalent habitant (EH).
- Débit total journalier (m^3/j).
- Débit moyen horaire (m^3/h).
- Débits de pointe (m^3/h).
- Charge polluant (DBO_5 et MES).

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

❖ Un prétraitement comprenant :

- 1-dégrilleur
- 2- déssableur-déshuileur
- 3-Décanteur primaire

❖ Un traitement biologique comprenant :

- 1- bassin d'aération
- 2-clarificateur

❖ Un traitement tertiaire comprenant :

- bassin de désinfection

❖ Traitement des boues comprenant:

- 1-Épaississeur
- 2-Stabilisateur aérobie
- 3-lit de séchage

Remarque

On dimensionne le déversoir d'orage et le poste de relevage dans le chapitre concerné ou calcul hydraulique.

VII.1.Calculs de base pour le dimensionnement

On dimensionne tous les ouvrages de la station d'épuration à l'horizon 2020 et 2035.

VII.1.1.Estimation des débits

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

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

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

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

Le débit total vaut :

Débit des eaux domestiques + débit des eaux des équipements

En effet, Le volume d'eau journalier consommé par habitant est estimé sur la base de la dotation hydrique .Cette dotation est prise égale à 150 l/ hab /j selon DRE de la Bordj Bou Arreridj.

Aussi les besoins en eau des équipements sont évalués en utilisant un taux de majoration de **11%** de la consommation en eau potable de la population.

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

Ce débit est donné par la formule suivante :

$$Q_c = \text{Nbr hab} * D \dots\dots\dots (VII-1)$$

Avec :

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

B- Calcul du débit des équipements

Il est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{equip}} = Q_c * 0,11 \dots\dots\dots (VII-2)$$

Avec :

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

C- Calcul du débit total en eau potable

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

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

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

Tableau VII .1.consommation en eau pour les secteurs domestiques et équipements pour les deux horizons.

Agglomération	HORIZONS	
	2020	2035
Population	23545	30278
Q consommé en eau potable (m ³ / j)	3531.75	4541,7
Q (besoins) d'équipement (m ³ / j)	388,49	499.58
Q _{cons total} (m ³ / j)	3920.24	5041,28

VII.1.2.Evaluation des rejets

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

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

Horizon 2020**a- Débit journalier**

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

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

Avec :

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

$$\text{Donc : } Q_{\text{moy j}} = 3920.24 * 0,8 = 3136 \text{ m}^3/\text{j} \quad \Rightarrow \quad Q_{\text{moy, j}} = 3136 \text{ m}^3/\text{j}$$

b- Débit moyen horaire

Il est donné par la relation suivante :

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

$$Q_{\text{moy, h}} = \frac{3136}{24} = 130.66 \text{ m}^3/\text{h} \quad \Rightarrow \quad Q_{\text{moy, h}} = 130,66 \text{ m}^3/\text{h}$$

c- Débit de pointe

On distingue les débits suivants :

➤ **Débit de pointe en temps sec**

On le calcule par la relation suivante :

$$Q_{pts} = K_p * Q_{moy,j} \dots\dots\dots(VII-6)$$

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

Dans notre cas le $Q_{moy,j} = 36,296 \text{ l/s}$ d'où le calcul du débit de pointe sera :

$$K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{36,30}} = 1,915$$

$$\Rightarrow Q_{pts} = 1,915 \times 36,296 = 69,50 \text{ L/s}$$

Dans nos calculs on prend le débit en temps sec égale : $Q_{pts} = 0,0695 \text{ m}^3/\text{s}$

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

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

$$Q_{ptp} = (2 \div 5) Q_{pts} \dots\dots\dots(VII-7)$$

Nous prenons $Q_{ptp} = 2 * Q_{pts}$

$$\text{Donc } Q_{ptp} = 0,0695 * 2 = 0,139 \text{ m}^3/\text{s}$$

Il conviendrait de préciser que le réseau d'assainissement de notre zone d'étude est unitaire. Les ouvrages d'épuration seront donc dimensionnés sur la base d'un débit maximum (Q_{ptp}) estimé à : $Q_{ptp} = 500,4 \text{ m}^3 / \text{h}$.

Remarque

On a choisi la dilution de 2, parce que la pluviométrie de notre zone est faible.

VII.1.3. Evaluation des charges polluantes

Les ouvrages de traitement des eaux usées notamment le bassin d'aération est fonction des charges polluantes présentées dans les eaux usées d'où l'importance de bien évaluer ces charges. En effet, la quantité de pollution exprimée en DBO_5 et en matière en suspension (MES) rejetée par un équivalent-habitant et par jour varie en fonction du réseau d'assainissement adopté. Ces paramètres de pollution sont donnés dans le chapitre précédent (chapitre II, tableau : II.5 et II.6).

Pour pouvoir calculer les charges polluantes à traiter au niveau de la future station d'épuration de la ville de Ain Taghrout et Bir Kasd Ali, sachant que le réseau est unitaire, nous avons adopté les valeurs suivantes :

- 1 - Demande Biochimique en Oxygène en 5 jours (DBO_5) : 60 g/EH/j ;
- 2 - Matières En Suspension (MES) : 70 g/EH/j ;

a- La charge moyenne journalière en DBO₅

$$L_0 \text{ (kg/j)} = \text{DBO}_5 * N_{EH} = 60 * 26000 \cdot 10^{-3} = \mathbf{1560 \text{ kg/j}} \Rightarrow \mathbf{L_0 = 1560 \text{ kg/j}}$$

$$C_{\text{DBO}_5} = \frac{L_0}{Q_j \text{ (m}^3 \text{ / j)}} \dots\dots\dots \text{(VII-8)}$$

$$C_{\text{DBO}_5} = \frac{1560}{3136} = 0,497 \text{ g/l} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{C_{\text{DBO}_5} = 497 \text{ mg/l}}$$

- ✓ L_0 : charge moyenne journalière en DBO₅.
- ✓ C_{DBO_5} : la concentration en DBO₅ moyenne.
- ✓ Q_j : débit moyen journalier en m³ /j.

Cette valeur obtenue est conforme à la norme de rejet exprimée en DBO₅ des eaux résiduaires et qui est comprise entre 300 et 500 mg / l. (GAÏD, 1984)

b- La charge en MES

$$N_0 = \text{MES} * N_{EH} = 70 * 26000 \cdot 10^{-3} = \mathbf{1820 \text{ kg/j}} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{N_0 = 1820 \text{ kg /j}}$$

$$C_{\text{MES}} = \frac{N_0}{Q_j \text{ (m}^3 \text{ / j)}} \dots\dots\dots \text{(VII-9)}$$

$$C_{\text{MES}} = \frac{1820}{3136} = 0,58 \text{ g/l} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{C_{\text{MES}} = 580 \text{ mg/l}}$$

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

Remarque

On utilise la même méthode de calcul pour l'horizon 2035 et les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

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

Désignation des données de base du projet	Horizon 2020	Horizon 2035
Coefficient de rejet.	80 %	80 %
Consommation en eau potable totale (m ³ /j)	3920	4990
Population équivalente (EH).	26000	33500
Débit moyen en eaux usées (m ³ /j)	3136	4000
Débit moyen horaire de rejet (m ³ /h)	130.66	166.66
Coefficient de pointe par temps sec	1,91	1,86
Débit de pointe par temps sec (m ³ /h)	250.2	310
Coefficient de pointe par temps de pluie (C _{pl})	2	2
Débit de pointe en temps de pluie (débit de la station) (m ³ /h)	500.4	620
<u>Charges polluantes (DBO₅, MES)</u>		
Charge journalière en (DBO ₅) (kg/j)	1560	2010
Concentration de l'effluent en (DBO ₅) (mg/l)	497	503
Charge journalière en (MES) (kg/j)	1820	2345
Concentration de l'effluent en (MES) (mg/l)	580	587

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

VII.2.1. Prétraitements

Les traitements mécaniques permettent de retirer de l'effluent brut les déchets volumineux, sables et graisses de façon à protéger les ouvrages en aval et faciliter le traitement biologique.

VII.2.1.1. Dégrillage

Cette opération constitue une phase préliminaire à tout traitement, car elle permet de protéger la station contre l'arrivée intempestive de gros objets susceptibles d'endommager les différents ouvrages de la station.

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

On distingue :

- Dégrillage grossier qui arrête les objets volumineux (appelé aussi pré dégrillage), l'écartement entre les barreaux est supérieur à 40mm.
- Dégrillage moyen retient les détritiques de moyennes dimensions.

- On opte dans notre étude pour une grille courbe car ce type de grille est utilisé dans les petites et moyennes installations, pour des eaux pas trop chargées et pour des faibles débits, avec une profondeur de canal variant entre 0.15 et 1.8m

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

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

$$L = \frac{S \cdot \sin \alpha}{h_{\max} (1 - \beta) \delta} (m) \dots\dots\dots (VII-10)$$

- ✓ L : Largeur de la grille (m).
- ✓ α : Angle d'inclinaison de la grille avec l'horizontal = 70°
- ✓ h_{\max} : Hauteur maximum admissible sur une grille (m). $h_{\max} = (0,15 - 1,8)$
- ✓ β : Fraction de surface occupée par les barreaux. (DEGREMONT, 2005)

$$\beta = \frac{d}{d + e} \dots\dots\dots (VII-11)$$

Tel que :

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

Tableau VII.3: Espacement et épaisseur des barreaux. (DEGREMONT, 2005)

Paramètres	Grilles grossières	Grilles moyennes
d (cm)	2,00	1à2
e (cm)	5à10	1à3

- ✓ δ Coefficient de colmatage de la grille.
 - La grille manuelle : $\delta = 0.25$
 - La grille mécanique : $\delta = 0.5$
- ✓ S : Surface de passage de l'effluent tel que :

$$S = \frac{Q_{ptp}}{V} \dots\dots\dots (VII-12)$$

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

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

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

L'expression de la largeur devient alors :

$$L = \frac{Q_{ptp} \times \sin \alpha}{V \times h \max(1 - \beta) \delta} (m) \dots\dots\dots (VII-13)$$

Horizon 2020

a-Pour le dégrillage grossier

- ✓ $\alpha = 70^\circ$
 - ✓ $Q_{ptp} = 500.4 \text{ m}^3/\text{h} = 0,139 \text{ m}^3/\text{s}$
 - ✓ $V = 0.9 \text{ m/s}$
 - ✓ $h \max = 0,5 \text{ m}$
 - ✓ $d = 2\text{cm}$
 - ✓ $e = 8\text{cm}$
 - ✓ $\beta = 0.2$
 - ✓ $\delta = 0,5$ grille mécanique
- * La Surface de passage de l'effluent

$$S = \frac{Q_{ptp}}{V}$$

Alors :

$$S = 0.139 / 0,9 = 0.15 \text{ m}^2$$

$$S = 0.15 \text{ m}^2$$

*La largeur :

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

Alors :

$$L = \frac{0.139 \sin 70^\circ}{0,9 \cdot 0,5 \cdot (1 - 0.2) \cdot 0,5} = 0,72m$$

$$L = 0.72 \text{ m}$$

La largeur commerciale est=0.8m

b- Pour le dégrillage moyenne

- $d = 2\text{cm}$
- $e = 2\text{cm}$
- $\beta = 0.5$

En utilisant la même formule, on obtient.

$$L = \frac{0.139 \sin 70^\circ}{0,9 \cdot 0,5 \cdot (1 - 0.5) \cdot 0,5} = 1.16m$$

On prend la Largeur commerciale : **L = 1.20m**

On place la grille grossiere avant le déversoir d'orage et la grille moyenne après ce dernier.

c- Calcul des pertes de charge

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

$$\Delta H = \beta' \left(\frac{d}{e}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{V^2}{2g} \text{Sin}\alpha \dots\dots\dots \text{(VII-14)}$$

Avec:

- ✓ ΔH : perte de charge (m).
- ✓ β' : : coefficient dépendant de la forme des barreaux (forme circulaire : $\beta' : =1,79$).
- ✓ e : espacement entre les barreaux (cm).
- ✓ d : épaisseur des barreaux
- ✓ g : accélération de la pesanteur (m/s^2).
- ✓ α : : angle d'inclinaison de la grille ($\alpha =70^\circ$).
- ✓ V : Vitesse dans la grille.

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

Tableau VII.4 : les valeurs de β' en fonction de la forme des barreaux. (GAÏD, 1984)

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

➤ Grille grossière

$$\Delta H = 1,79 \times (2/8)^{1,33} \times (0,9)^2 / 19,62 \times 0,939 = 0,01\text{m}$$

$$\Delta H=0,01\text{m}$$

➤ Grille moyenne

$$\Delta H = 1,79 \times (2/2)^{1,33} \times (0,9)^2 / 19,62 \times 0,939 = 0,07\text{m}$$

$$\Delta H=0,07\text{m}$$

d- Evaluation des refus des grilles

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

Soit :

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

e: espacement entre les barreaux en cm.

➤ **Grille grossière**

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

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

➤ **Grille moyenne**

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

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

Les caractéristiques de dégrilleur à l'horizon 2020 et 2035 sont représentées sur le tableau suivant car on a utilisé les mêmes méthodes de calcul.

Remarque

- On prévoir une 2^{ème} grille de secours (grille mécanique) en cas de panne de la 1^{ère} grille.
- Le dégrilleur à grille mécanique nécessite un nettoyage régulier qui consiste à l'enlèvement des déchets et à un contrôle de fonctionnement.

Toute fois, il est difficile de fixer une fréquence d'enlèvement des déchets car elle dépend de la quantité de détritrus recueillis qui est en fonction de la quantité de l'eau à traiter.

Tableau VII.5 : les résultats de dimensionnement de dégrilleur pour les deux horizons.

Ouvrage : dégrilleur	Unité	Horizon 2020	Horizon 2035
Débit de la station.	m ³ /s	0.139	0.172
<i>Grille grossière</i>			
Epaisseur des barreaux d	Cm	2	2
Espacement des barreaux e	Cm	8	8
β	/	0.2	0.2
Perte de charge	M	0.01	0.01
Largeur du dégrilleur	M	0.80	0.90
Volume max	l/EH/j	1.875	1.875
Volume min	l/EH/j	1.5	1.5
h max	M	0.5	0.5
<i>Grille moyenne</i>			
Epaisseur des barreaux d	Cm	2	2
Espacement des barreaux e	Cm	2	2
β	/	0.5	0.5
Perte de charge	M	0.07	0.07
Largeur du dégrilleur	M	1.20	1.50
Volume max	l/EH/j	15	15
Volume min	l/EH/j	12	12
h max	M	0.5	0.5

VII.2.1.2. Dessablage - Déshuilage

Il est toujours à craindre une présence importante de sable, matières minérales en suspension et d'huiles qui peuvent perturber le traitement biologique.

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

Il est composé de deux zones :

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

A-Dimensionnement du bassin de dessablage –déshuilage

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

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

$$\frac{L}{H} \leq \frac{V_e}{V_s} \dots\dots\dots (VII-16)$$

Où :

- ✓ 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)

On opte pour un déssableur-déshuileur de forme rectangulaire.

Horizon 2020

On prend :

- ✓ $Q_{ptp} = 0.139 \text{ m}^3/\text{s}$.
- ✓ $V_e = 0.4$ m/s.
- ✓ $V_s = 50$ (m³/m²/h) = 0.014 m /s.
- ✓ $H = 2.5$ m
- ✓ $T_s = 10$ min

a- Le volume

$$V = Q_{ptp} * t_s = 0,139 * 10 * 60 = 83.4 \text{ m}^3 \quad \Rightarrow \quad V = 83.4 \text{ m}^3$$

Avec :

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

b- Calcul de la hauteur (H)

$$H(m) = V_{asc} \times t_s \dots\dots\dots (VII-17)$$

H : hauteur du dessableur-déshuileur

V_{asc} : vitesse ascensionnelle, compris entre 10 et 20 m/h, (=15m/h)

$$H = \frac{15}{60} \cdot 10 = 2.5 \quad \Rightarrow \quad H = 2.5 \text{ m}$$

c- La surface horizontale

On a : $H = 2.5$ m.

La surface horizontale S_h sera :

$$S_h = \frac{V}{H} = \frac{83.4}{2.5} = 33.36 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow \quad S_h = 33.40 \text{ m}^2$$

d- La longueur

$$L / H = 4 \quad \Rightarrow \quad L = 4 * 2.5 = 10 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad L = 10 \text{ m}$$

e- Largeur

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

$$Sh = L \cdot l$$

$$\Rightarrow l = Sh / L = 33.36/10 = 3.34\text{m} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{l = 3.40\text{m}}$$

Remarque

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

f- Le volume d'air à insuffler dans le déssableur

La quantité d'air à insuffler varie de 1 à 1,5 m³d'air/m³d'eau. (GAÏD, 1984)

$$q_{air} = Q_{ptp} \cdot V \dots\dots\dots (VII-18)$$

On prend $V = 1.5 \text{ m}^3 \text{ d'air/m}^3 \text{ d'eau}$

✓ V : le volume d'air à injecter (m³d'air/m³d'eau).

✓ Q_{ptp} : débit de la station.

Donc: $q_{air} = 500,4 \cdot 1,5 = 750,6 \text{ m}^3 \text{ d'air} / \text{h} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{q_{air} = 750.6 \text{ m}^3 \text{ d'air/h}}$

➤ Estimation du volume de sable extrait

$$v_s \text{ (L/EH.an)} = \mathbf{5 \text{ à } 12}$$

$$v_s \text{ min} = (5 \times 26000) / 365$$

$$v_s \text{ min} = 356,16 \text{ L/j}$$

$$v_s \text{ max} = (12 \times 26000) / 365$$

$$v_s \text{ max} = 854,79 \text{ L/j}$$

➤ Estimation de la quantité de graisses

La quantité de graisse par habitant et par an exprimée en L/j à la sortie de déssableur-déshuileur a une concentration de 50 g/l, soit un volume annuel de 15 L/hab.an.

$$v_g = (15 \times 26000) / 365$$

$$\mathbf{V_g = 1068,49 \text{ L/j}}$$

g- Calcul des quantités des matières éliminées par le déssableur

Les MES contiennent 30% de MM (matières minérales) et 70% de MVS (matières volatiles en suspension), c'est-à-dire :

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

➤ La charge en MES à l'entrée de déssableur est : $\mathbf{MES = 1820 \text{ Kg/j}}$

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

$$\mathbf{MVS = 1820 \times 0.7 = 1274 \text{ Kg/j}}$$

$$\mathbf{MVS = 1274 \text{ Kg/j}}$$

- Les matières minérales contenues dans les MES sont :

$$MM = 1820 \times 0.3 = 546 \text{ Kg/j} \qquad \qquad \qquad \mathbf{MM = 546 \text{ Kg/j}}$$

- Les matières minérales éliminées

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

$$MMe = 546 \times 0.7 = 382.2 \text{ Kg/j} \qquad \qquad \qquad \mathbf{MMe = 382.2 \text{ Kg/j}}$$

- Les matières minérales à la sortie de déssableur

$$MMs = MMt - MMe$$

$$MMs = 546 - 382.2 = 163.8 \text{ kg/j} \qquad \qquad \qquad \mathbf{MMs = 163.8 \text{ kg/j}}$$

- Les MES à la sortie de déssableur :

$$MESs = MVS + MMs$$

$$MESs = 1274 + 163.8 = 1437.8 \text{ kg/j} \qquad \qquad \qquad \mathbf{MESs = 1438 \text{ kg/j}}$$

Le tableau suivant résume les résultats de dimensionnement du déssableur-déshuileur pour l'horizon 2020.

Remarque

Pour le calcul du dessaleur l'horizon 2035, pas d'extensions de déssableur-déshuileur parce que la vitesse ascensionnelle $V_{asc} = 18.6 \text{ m/h}$ (10 et 20 m/h).

Tableau VII.6: Dimensionnement du déssableur-déshuileur.

Désignation	Unités	Horizons
		2020
Surface horizontale (Sh)	m ²	33.40
Volume (V)	m ³	83.4
Hauteur (H)	m	2.5
Largeur	m	3.40
Longueur	m	10
Temps de séjour par temps sec	min	10
Quantité d'air à injecter (q _{air})	m ³ d'air/h	750.6
volume de sable max extrait (v _s max)	l/j	854.80
volume de sable min extrait (v _s min)	l/j	356.16
la quantité de graisses (v _g)	l/j	1068.49
Matières minérales en suspension totales (MM)	Kg/j	546
Matières minérales en suspension éliminées	Kg/j	382.2
Matières minérales en suspension restantes	Kg/j	163.8
Matières volatiles en suspension totales	Kg/j	1274
Matières en suspension restantes	Kg/j	1438

VII.2.2. Le traitement primaire (décantation primaire)

La décantation primaire permet une séparation de deux phases liquide solide, par simple gravité.

En effet, une décantation primaire est mise en œuvre pour alléger la charge à l'entrée du bassin d'aération ; elle permet donc l'élimination de 50% à 60% de la charge initiale en matière en suspension (MES) et 20% à 30 % de la charge organique entrante exprimée en DBO₅. (**Office international de l'eau, 2005**)

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

Dans notre étude, on opte pour un décanteur circulaire car ce type présente quelques avantages par rapport au décanteur rectangulaire ; leur construction est relativement économique en raison de la faible épaisseur des parois circulaires de béton armé et de la faible densité d'armatures.

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

VII.2.2.1. Dimensionnement de décanteur primaire

Les principaux paramètres de calcul du décanteur sont :

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

$$V_{lim} = Q_{ptp} / S \dots\dots\dots (VII-20)$$

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

- Le temps de séjours est compris entre 1 et 2 heures. (DEGREMONT, 2005)
- La hauteur d'eau dans l'ouvrage : la hauteur minimum est de 2m

Horizon 2020

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

Tableau VII.7: les valeurs de la vitesse limite en fonction de $Q_{moy h}$ (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

$$K = Q_{pts} / Q_{moy h} = 250.2 / 130.66 = 1.91$$

donc d'après ce tableau on tire la Vitesse $V_{lim} = 2 \text{ m/h}$

Avec

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

a- La surface horizontale du décanteur

$$Sh = Q_{ptp} / V_{lim} = 500.4 / 2 = 250.2 \text{ m}^2$$

$$Sh = 250.2 \text{ m}^2$$

- ✓ Q_{ptp} : débit de la station.

b- Volume du décanteur

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

$$V = Q_p \cdot T_s = 500.4 \cdot 1.5 = 750.6 \text{ m}^3$$

$$V = 750.6 \text{ m}^3$$

c- La hauteur du décanteur

$$H = V / Sh = 750.6 / 250.2 = 3$$

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

Remarque

Il faut prévoir une hauteur de revanche contre le débordement ; donc on prend **H=0.80m**

d- Le diamètre du décanteur

$$D = \sqrt{\frac{4V}{\pi.H}} = \sqrt{\frac{4 * 750.6}{3,14 * 2}} = 17.85m \quad \mathbf{D = 18m}$$

Avec :

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

e- Détermination du temps du séjour

✓ pour le débit de pointe par temps de pluie.

$$T_s = V / Q_{ptp} = 750,6/500,4 = \mathbf{1,5 h}$$

✓ pour le débit de pointe par temps sec.

$$T_s = V / Q_{pts} = 750,6/250,2 = \mathbf{3 h}$$

f- Calcul de la quantité de boues éliminées

Sachant que le décanteur primaire permet l'élimination de 30% de DBO₅ et 60% de MES et connaissant les charges de pollution à l'entrée du décanteur : **(GAÏD, 1984)**

- DBO₅ = 1560Kg/j.
- MES' = 1438 Kg/j.
- **Les charges éliminées par la décantation primaire sont donc :**
 - DBO_{5 e} = 0,3 . DBO₅ = 0,3 . 1560 = **468Kg/j**
 - MES e = 0,6 . MES' = 0,6 . 1438 = **862.8 Kg/j**
- **Les charges à la sortie du décanteur primaire**
 - MES s = MES - MES e = 1438 – 862.8 = **575.20Kg/j**
 - DBO_{5 s} = DBO₅ - DBO_{5 e} = 1560 – 468 = **1092Kg/j**

Pour l'horizon 2035

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

$$Q_{ptp} = Q_{ptp(2035)} - Q_{ptp(2020)}$$

$$\text{Donc : } Q_{ptp} = 0,172 - 0,139 = \mathbf{0,033 m^3/s}$$

Avec :

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

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

$$DBO_5 = DBO_5(2035) - DBO_5(2020) = 2010 - 1560 = \mathbf{450 Kg/j}$$

$$MES' = \mathbf{414.75Kg/j}$$

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

Tableau VII.8: dimensions du décanteur primaire pour les deux horizons

Désignation	Unité	2020	2035
Débit	m ³ /s	0.139	0.033
Surface horizontale	m ²	250.2	59.4
Volume	m ³	750.6	178.2
Hauteur d'eau + hauteur de revanche	M	3.75	3.75
Diamètre	M	18	10.65
MES entrées	Kg /j	1820	525
DBO ₅ entrée	Kg /j	1560	450
MES éliminée	Kg /j	862.8	315
DBO ₅ éliminée	Kg /j	468	135
MES sorties	Kg /j	575.20	166.05
DBO ₅ sortie	Kg /j	1092	315

VII.2.3. Traitement biologique

Le traitement biologique est réalisé dans les ouvrages suivant:

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

Etude de la variante à moyenne charge

VII.2.3.1. Dimensionnement du bassin d'aération

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

Le bassin sera de forme rectangulaire, de longueur L, de largeur B et de hauteur H.

Relation recommandée par TABASARAN.

- $B/H=1 \text{ à } 2,5$ (VII-21)

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

- La charge massique (Cm) :
 $0,2 < Cm < 0,5 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg.MVS.j}$ (Office international de l'eau, 2005)

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

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

La charge volumique (C_v) : (**Office international de l'eau, 2005**)

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

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

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

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

a- le volume du bassin :

$$V_a = L_0 / C_v \dots\dots\dots (VII-22)$$

$$\checkmark C_v : \text{Charge volumique (kg DBO}_5 / \text{m}^3 \cdot \text{j}). C_v = 1.2 \text{ Kg DBO}_5 / \text{m}^3 / \text{j}$$

$$\checkmark L_0 : \text{charge polluante à l'entrée du bassin (kg DBO}_5 / \text{j}). \quad L_0 = 1092 \text{ kg/j}$$

$$\text{D'ou : } V = L_0 / C_v = 1092 / 1,2 = 910 \text{ m}^3 \quad V = 910 \text{ m}^3$$

b- La hauteur du bassin

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

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

c- Surface horizontale du bassin

$$S_h = V / H = 910 / 5 = 182 \quad S_h = 182 \text{ m}^2$$

d- Largeur

$$H / B = 2 \quad B = 2 * 5 = 10 \text{ m} \quad B = 10 \text{ m}$$

e- Longueur

$$L = S_h / B = 182 / 10 = 18.2 \text{ m} \quad L = 18.20 \text{ m}$$

f- La masse de boues dans le bassin

$$X_a = \frac{L_0}{C_m} = \frac{1092}{0,3} = 3640 \text{ Kg} \quad x_a = 3640 \text{ kg}$$

g- Concentration de boues dans le bassin

$$[X_a] = \frac{X_a}{V} = \frac{3640}{910} = 4 \text{ Kg} / \text{m}^3 \quad [X_a] = 4 \text{ Kg} / \text{m}^3$$

V : Volume du bassin d'aération.

h- Calcul du temps de séjour

1. Pour le débit de pointe par temps sec

$$T_s = \frac{V}{Q_p} = \frac{910}{250.2} = 3.64 \text{ h}$$

$$T_s = 3.64 \text{ h}$$

2. Pour le débit de pointe en temps de pluie.

$$T_s = \frac{V}{Q_p t_p} = \frac{910}{500.4} = 1.82$$

$$T_s = 1.80 \text{ h}$$

VII.2.3.2. Concentration de l'effluent en DBO₅

$$S_o = L_o / Q_{\text{moy j}} = 1092 / 3136 = 348.21 \text{ mg/l}$$

$$S_o = 348.20 \text{ mg/l}$$

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

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

D'où la charge :

$$L_f = S_f \cdot Q_{\text{moy j}} = 0,03 \cdot 3136 = 94,08 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

$$L_f = 94,08 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

VII.2.3.4. La charge polluante éliminée Le

$$L_e = L_o - L_f = 1092 - 94,08 = 997.92 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

$$L_e = 997.92 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

VII.2.3.5. Le rendement de l'épuration

$$\eta_{ep} = (L_o - L_f) / L_o = (997,92/1092) \cdot 100 = 91.38\%$$

$$\eta_{ep} = 91.38 \%$$

VII.2.3.6. Besoins théoriques en oxygène

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

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

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

$$q_{o_2} = a' L_e + b' X_a \quad (\text{Kg/j})$$

- ✓ L_e : DBO₅ éliminée dans le bassin d'aération par jour (Kg).
- ✓ X_a : quantité de boues (MVS) présentes par jour dans le bassin d'aération (Kg)
- ✓ a' : la fraction de pollution transformé en énergie de synthèse au cours de l'épuration et c'est aussi la quantité d'oxygène à fournir aux bactéries pour qu'elles synthétisent la matière Vivante à partir d'une pollution. (DEGREMONT, 2005)

$$0.48 < a' < 0.65$$

$$a' = 0,6$$

- ✓ b' : coefficient cinétique de respiration endogène (DEGREMONT, 2005)

$$0.07 < b' < 0.11$$

$$b' = 0,08$$

A. les besoins journaliers en oxygène

$$q_{o_2} = 0,6 \cdot 997,92 + (0,08 \cdot 3640) = 889,95 \text{ Kg } O_2/\text{j}$$

B. La quantité d'oxygène horaire

$$q_{o_2/24} = 889,95 / 24 = 37,08 \text{ Kg } O_2/\text{h}$$

C. La quantité d'oxygène nécessaire par m³ du bassin

$$q_{o_2/m^3} = q_{o_2} / v = 889,95 / 910 = 0,97 \text{ Kg } O_2/\text{m}^3/\text{j}$$

D. Les besoins en pointe horaire en oxygène

$$q_{o_2\text{pte}} = (a'Le / Td) + (b' \cdot Xa / 24) \dots\dots\dots (VII-23)$$

Td : période diurne en heures Td= 16h.

D'où : $q_{o_2\text{pte}} = 0,6 \cdot 997,92 / 16 + (0,08 \cdot 3640 / 24) = 49,55 \text{ Kg } O_2/\text{h}$.

VII.2.3.7. Besoin réel en pointe en oxygène

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

Le passage des conditions théoriques aux conditions réelles s'effectue à l'aide des coefficients Correcteurs. (HADJRABAH, 2005)

$$q_{o_2\text{réel}} = \frac{q_{o_2}}{\alpha \cdot \beta} \dots\dots\dots (VII-24)$$

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

$$\alpha = \frac{C_s(\text{eau usee})}{C_s(\text{eau epure})} = 0,8 \dots\dots\dots (VII-25)$$

✓ β : tel que $0,8 \leq \beta \leq 0,95$ (HADJRABAH, 2005)

On prend : $\beta = 0,85$

$$q_{(o_2)\text{réelpte}} = \frac{49,55}{0,85 \times 0,8} = 72,87 \text{ kg } O_2/\text{h}$$

$$\text{En moyenne : } q_{(o_2)\text{réeljour}} = \frac{889,95}{0,85 \times 0,8} = 1038,75 \text{ kg } O_2/\text{j}$$

VII.2.3.8. Calcul des caractéristiques de l'aérateur a surface libre**A- Calcul de la puissance de l'aération nécessaire (E_n)**

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

$$E_n = \frac{q_{O_2}}{E_a} \dots\dots\dots (VII-26)$$

- ✓ E_n : Puissance de l'aération nécessaire.
- ✓ Q_{O_2} : besoin réel en oxygène de pointe (kg/h)
- ✓ E_a : quantité d'O₂ par unité de puissance.

On prend : $E_a = 1.5 \text{ kgO}_2/\text{kwh}$ (GAÏD, 1984)

$$\text{Donc : } E_n = \frac{49.55}{1.5} = 33,03 \text{kw} \qquad \qquad \qquad \mathbf{E_n=33.03 Kw}$$

B-puissance de brassage

La puissance de brassage est donnée par la relation suivante

$$E_b = Sh * Pa \dots\dots\dots (VII-27)$$

- ✓ Pa : puissance spécifique absorbée.

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

- ✓ Sh : surface horizontale du bassin. (HADJRABAH, 2005)

$$\text{Donc : } E_b = Sh * Pa = 227.5 * 80 = \mathbf{18200 w.} \qquad \qquad \qquad \mathbf{E_b=18.2 Kw}$$

C-Calcul de nombre d'aérateurs dans le bassin

$$N_a = E_n / E_b = 33.03 / 18,2 = \mathbf{1,81}$$

On prend deux aérateurs ($N_a=2$).

VII.2.3.8.Bilan de boues

A-Calcul de la quantité des boues en excès

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

$$\Delta X = X_{\min} + X_{dur} + a_m L_e - b X_a - X_{eff} \dots\dots\dots (VII-28)$$

Avec :

- ✓ X_{\min} : Boues minérales. (30 % de MES)
- ✓ X_{dur} : Boues difficilement biodégradables (appelées matières dures), elles représentent 0,3 à 0,35 des MVS. (GAÏD, 1984)
- ✓ a_m : Coefficient de rendement cellulaire (g cellulaires formées / g DBO₅ éliminées).
- ✓ a_m : Varie entre 0, 55 < a_m < 0, 65. On prend $a_m = 0.6$. (GAÏD, 1984)
- ✓ L_e : Quantité de DBO₅ à éliminer (Kg/j).
- ✓ b : Fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène. $b=0,07$
- ✓ b' : Coefficient cinétique de respiration endogène = 0,08

- ✓ X_a : Masse totale de MVS dans le bassin (Kg).
- ✓ X_{eff} : Fuite des MES avec l'effluent (dépend des normes de rejet, on adopte généralement 30mg / l).

La charge journalière en MES à la sortie de décanteur primaire est **575.20Kg/j**

$$X_{\text{min}} = 0,3 \cdot 575,20 = 172,56 \text{ kg/j}$$

$$X_{\text{dur}} = 0,3 \cdot \text{MVS}$$

$$X_{\text{dur}} = 0,3(0,8 \cdot 575,20) = 138 \text{ Kg /j}$$

$$a_m L_e = 0,6 \cdot 997,92 = 598,69 \text{ Kg/j}$$

$$b X_a = 0,07 \cdot 3640 = 254,8 \text{ Kg/j}$$

$$X_{\text{eff}} = 0,03 \cdot 3136 = 94,08 \text{ Kg/j}$$

Alors :

$$\Delta X = 172,56 + 138 + 598,69 - 254,8 - 90,08 = 646,93$$

$$\Delta x = \mathbf{564.40 \text{ kg/j}}$$

B-Concentration des boues en excès

$$X_m = \frac{1200}{I_m} \dots\dots\dots \text{(VII-29)}$$

Avec :

- ✓ X_m : Concentration de boues en excès (kg/j).
- ✓ I_m : L'indice de Mohlman.
- ✓ I_m : Indique la bonne décantabilité des boues s'il se trouve dans la fourchette :
(100 ÷ 150) . (Office international de l'eau, 2005)
- ✓ Cet indice représente le volume occupé par un gramme de poids sec de boues après décantation d'une demi-heure dans une éprouvette de 1 litre.

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

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

C. Le débit de boues en excès

$$\text{Ce débit est donné par : } Q_{\text{excès}} = \frac{x}{X_m} = \frac{564,40}{9,6} = 58,80$$

$$Q_{\text{excès}} = \mathbf{58.80 \text{ m}^3/\text{j}}$$

D. Le débit spécifique par m³ de bassin

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

- ✓ V : volume de bassin

$$\text{Donc : } q_{sp} = \frac{564,40}{910} = 0,62 \text{ kg / m}^3 \Rightarrow \mathbf{q_{sp} = 0,62 \text{ Kg / m}^3}.$$

E. Les boues recyclées

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

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

F. Le taux de recyclage

- ✓ Il peut varier de 15 à 100% de débit de l'effluent produit. (CARLIER, 1986)
- ✓ Il est donné par l'expression suivante :

$$R = \frac{100[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]} \dots\dots\dots(VII-31)$$

- R : taux de recyclage(%)

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

$$R = \frac{100.4}{\frac{1200}{125} - 4} = \quad \Rightarrow \quad \mathbf{R=71.4\%}$$

G. Le débit des boues recyclées

$$Q_r = R \cdot Q_j \dots\dots\dots(VII-32)$$

$$\text{Donc : } Q_r = 0.71 \cdot 3136 = 2226,56 \text{ m}^3/\text{j} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{Q_r = 2226,60 \text{ m}^3/\text{j}}$$

Remarque

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

H. Age des boues

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

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X} \dots\dots\dots(VII-33)$$

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X} = \frac{3640}{564.40} = 6.40 \text{ jours} \quad \mathbf{A_b = 6,40 \text{ jours}}$$

Remarque

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

VII.2.3.9. Calcul du clarificateur (décanteur secondaire)

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

Nous optons pour un décanteur de forme circulaire, muni d'un pont racleur de 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.

❖ Données de base

- ✓ Le temps de séjour : $t_s = (1,5 \div 2)$ heure .On prend $t_s = 1,5h$. (CARLIER, 1986)
- ✓ Le débit de pointe en temps de pluie (de la station) : $Q_{ptp} = 500,4 \text{ m}^3/h$

A- Le volume du décanteur

$$V = Q_p * t_s = 500,4 * 1,5 = 750,6 \text{ m}^3 \qquad v = 750,6 \text{ m}^3$$

B- Hauteur du clarificateur

Hauteur du décanteur est : $H = (3 \div 5)$ m. (GAÏD, 1984)

On prend : $H = 3m$

C- La surface horizontale du décanteur

$$S_h = V/h = 750,6 / 3 = 250,2 \text{ m}^2$$

D- Le diamètre du décanteur

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

$$D = \sqrt{\frac{4.V}{\pi.H}} = \sqrt{\frac{4 * 750,6}{3,14 * 3}} = 17,85m.$$

$$D = 18m$$

E- Le temps de séjour

$$T_s = V / Q_{pts}$$

- Au débit de pointe par temps sec

$$T_s = V / Q_{pts} = 750,6 / 250,2 = 3 \text{ h} \qquad \mathbf{t_s = 3h}$$

- Au débit de pointe par temps de pluie

$$T_s = V / Q_{ptp} \Rightarrow t_s = 750,6 / 500,4 = 1.5 \text{ h} \qquad \mathbf{t_s = 1.5h}$$

Pour l'horizon 2035

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

- **Débit de la station**

$$Q_{\text{ptp}} = Q_{\text{ptp}(2035)} - Q_{\text{ptp}(2020)}$$

$$Q_{\text{ptp}} = 620 - 500,4 = 119,6 \text{ m}^3/\text{h}$$

- **Débit moyen journalier**

$$Q_{\text{moy j}} = Q_{\text{moy j}(2035)} - Q_{\text{moy j}(2020)}$$

$$Q_{\text{moy j}} = 4000 - 3136 = 864 \text{ m}^3/\text{j}$$

- **La charge en MES à la sortie du décanteur primaire est de : 166.05 kg/j**

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

Les résultats de dimensionnement de l'aérateur et le décanteur secondaire pour l'horizon 2035 sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau VII.9. Résultats de calcul d'aérateur pour les deux horizons.

Désignations	Unité	2020	2035
<u>Données de base</u>			
Débit moyen journalier $Q_{\text{moy j}}$	m^3/j	3136	864
Débit moyen horaire $Q_{\text{moy h}}$	m^3/h	130.66	36
Débit de pointe en temps de pluie Q_{ptp}	m^3/h	500.40	119.6
Charge polluante à l'entrée du bassin L_0	Kg/j	1092	315
Concentration de l'effluent en DBO_5 S_0	mg/l	384.20	367
La charge polluante à la sortie L_f	Kg DBO_5/j	94.08	25.70
La charge polluante éliminée L_e	Kg DBO_5/j	997.92	289.30
Le rendement de l'épuration η_{ep}	%	91.38	91.85
<u>Dimensionnement du bassin d'aération</u>			
Volume du bassin V	m^3	910	262.5
Nombre	-	1	1
Hauteur du bassin H	M	5	5
Surface horizontale du bassin S_h	m^2	182	52.50
Largeur du bassin B	M	10	5
Longueur du bassin L	M	18.20	10.50
La masse de boues dans le bassin X_a	Kg	3640	1050
Concentration de boues dans le bassin $[X_a]$	Kg / m^3	4	4
Temps de séjours T_s - débit de pointe par temps sec	h	3.64	4.4

- débit de pointe en temps de pluie	h	1.80	2.2
<u>Besoin en oxygène</u>			
Besoins journaliers en oxygène : q_{O_2}	KgO ₂ /j	889.95	257.60
La quantité d'oxygène horaire $q_{O_2}/24$	KgO ₂ /h	37.08	10.75
La quantité d'oxygène nécessaire pour un m ³ du bassin q_{O_2}/m^3	KgO ₂ /m ³ .j	0.97	0.98
Besoins en pointe horaire en oxygène q_{O_2pte}	KgO ₂ /h	49.55	14.35
<u>Calcul de l'aérateur de surface à installer</u>			
Besoin réel de pointe en oxygène :	KgO ₂ /h	72.90	21.1
Calcul de puissance de l'aération nécessaire :	Kw	33.03	9.60
puissance de brassage :	kW	18.2	5.25
Calcul de nombre d'aérateurs dans le bassin :	-	2	2
<u>Bilan de boues</u>			
Calcul de la quantité des boues en excès Δx	Kg/j	564.40	163.05
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	58.80	17
Le débit spécifique par m ³ de bassin q_{sp}	Kg/m ³ .j	0.62	0,62
Le taux de boues recyclées R	%	71.4	71.4
Le débit des boues recyclées Q_r	m ³ /j	2226.56	607.76
Age des boues A_b	j	6.40	6.40
<u>Caractéristiques du clarificateur</u>			
Forme	circulaire	circulaire	circulaire
Nombre de bassins	-	1	1
Surface horizontale	m ²	250.2	59
Diamètre	m	18	5
Volume	m ³	750.6	178.20
Hauteur	m	3	3
Temps de séjour pour le 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	3	3

VII.2.4. Traitement tertiaire (désinfection)

Le traitement biologique ne permet pas à lui seul d'éliminer de façon satisfaisante les germes pathogènes ; ce qui implique en cas de réutilisation de l'eau épurée, une désinfection. La chloration est utilisée depuis longtemps pour son action bactéricide et apparaît comme élément complémentaire de traitement indispensable dès lors que les eaux sont destinées à l'agriculture.

En Algérie, l'hypochlorite de sodium (eau javel) est le produit désinfectant le plus utilisé dans les stations d'épuration à cause de sa disponibilité sur le marché et son fiable coût.

VII.2.4.1. Dose du chlore à injecter

La dose du chlore nécessaire dans les conditions normales pour un effluent traité est de 5 à 10 mg/l pour un temps de contact de 30 minutes. (HADJRABAH, 2005)

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

VII.2.4.2. La dose journalière en chlore

$$D_j = Q_{\text{moy } j} * (Cl_2) = 3136 * 0,01 = \mathbf{31.36 \text{ Kg/j}}$$

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

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

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

48° de chlorométrie → X

$$X = 3,17. 48 / 1 = \mathbf{152,16 \text{ g de Cl}_2/ \text{NaClO}}$$

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

$$1 \text{ m}^3 (\text{NaClO}) \rightarrow 152.16 \text{ Kg de Cl}_2$$

$$Q_j \rightarrow 31.36$$

$$Q_j = 31,36 / 152.16 = \mathbf{0,21 \text{ m}^3 (\text{NaClO}) / j}$$

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

$$Q_a = Q_j . 365 = 0,21 . 365 = \mathbf{76.65 \text{ m}^3 (\text{NaClO}) / \text{an}}$$

VII.2.4.6. Dimensionnement du bassin de désinfection

$$Q_{\text{pp}} = \mathbf{500,4 \text{ m}^3 / \text{h}}$$
 (débit de pointe au temps de pluie)

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

a- Le volume du bassin

$$V = Q_{\text{pte}} * T_s = 500,4 . 30 / 60 = 250,2 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V = 250,2 \text{ m}^3}$$

b- La hauteur du bassin

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

$$\mathbf{H = 3 \text{ m}}$$

c- La surface horizontale

$$Sh = V / H = 250,2 / 3 = 83,4 \text{ m}^2$$

$$\mathbf{Sh = 83,4 \text{ m}^2}$$

d- La largeur et la longueur

Notre bassin a une forme rectangulaire de surface $Sh = L * B$

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

$$B = \sqrt{(Sh / 2)} = \mathbf{6,46 \text{ m}}$$

On prend:

$$\mathbf{B = 6.5 \text{ m}}$$

$$\text{Alors : } L = 2 * 6,5 = 13 \text{ m}$$

⇒

$$\mathbf{L = 13 \text{ m}}$$

Avec :

L : longueur du bassin de désinfection.

B : largeur du bassin de désinfection.

Pour l'horizon 2035

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

✓ **Débit de la station**

$$Q_{\text{ptp}} = Q_{\text{ptp}(2035)} - Q_{\text{ptp}(2020)}$$

$$Q_{\text{ptp}} = 620 - 500,4 = 119,6 \text{ m}^3/\text{h}$$

✓ **Débit moyen journalier**

$$Q_{\text{moy j}} = Q_{\text{moy j}(2035)} - Q_{\text{moy j}(2020)}$$

$$Q_{\text{moy j}} = 4000 - 3136 = 864 \text{ m}^3/\text{j}$$

On garde toujours la même forme du bassin (rectangulaire)

Les résultats de dimensionnement du bassin de désinfection pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau VII.10 : résultats de dimensionnement du bassin de désinfection pour les deux horizons.

Caractéristiques du bassin	Unité	Horizon	
		2020	2035
• Volume	m ³	250.2	59.4
• Hauteur	m	3	3
• Surface horizontale	m ²	83.4	19.8
• Longueur	m	13	6.3
• Largeur	m	6.5	3.15
• Dose journalière en chlore	Kg/j	31.36	8.56
• La quantité d'hypochlorite nécessaire :	m ³ /j	0.21	0.057
• La quantité annuelle d'hypochlorite :	m ³ /an	76.70	20.70

VII.2.5. Traitement des boues

Les boues provenant du décanteur primaire et secondaire sont admises dans une Filière de traitement qui comporte l'épaississement, la stabilisation et la déshydratation.

D'une façon générale, les équipements de la filière boue doivent être dimensionnés pour pouvoir traiter la totalité de la production de boue de la station sans provoquer d'accumulation anormale et prolonger de boue dans le décanteur primaire et le décanteur secondaire.

VII.2.5.1.Epaississement

L'épaississeur constitue la première étape des filières de traitement des boues. Il sera dimensionné en fonction des charges polluantes éliminées dans les décanteurs primaires et secondaires.

VII.2.5.2.Stabilisation

La stabilisation est un processus qui limite les fermentations en vue de favoriser la valorisation agricole des boues. On distingue les stabilisations chimiques ou biologiques.

Pour ce dernier cas, les phénomènes peuvent être aérobies ou anaérobies. Il s'agit alors de l'étape de digestion des boues.

Pour la stabilisation chimique ; Le composé de choix est la chaux vive. Son incorporation se réalise à une boue déjà floculée égouttée. Un mélange intime est indispensable. Celui-ci est obtenu avec un malaxeur à vis. L'addition de chaux provoque une forte élévation de température et par conséquent une évaporation de l'eau.

Dans notre cas on choisit la technique de stabilisation aérobie, très utilisée dans les stations de traitement de moyenne importance.

VII.2.5.3.Déshydratation

Les procédés de déshydratation ont pour objectif de faire passer la boue de l'état liquide à une consistance plus ou moins solide.

Dans notre cas, on choisit une déshydratation naturelle sur lits de séchage afin de réduire les frais d'exploitation de la station (minimiser les dépenses d'énergies).

A. Dimensionnement

A.1.Epaississeur

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 : $DX_p = DBO_{se} + MESe$

$$DX_p = 468 + 862.8 = 1330.8 \text{ Kg/j}$$

b- Boues issues du décanteur secondaire

Boues secondaires $DX_s = 564.40 \text{ Kg/j}$ (Représente les boues en excès)

c- la quantité totale journalière des boues sera

$$DX_t = DX_p + DX_s = 1330.8 + 564.40 = 1895.2 \text{ Kg/j}$$

d- La concentration des boues

À l'entrée de l'épaississeur les boues fraîches ont les concentrations moyennes suivantes :

- Boues primaires : $(20 \div 30) \text{ g/l}$

- Boues secondaires : $(10 \div 30) \text{ g/l}$ (DEGREMONT, 2005)

e- Calcul du débit journalier reçu par l'épaississeur

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

1- Le débit arrivant du décanteur primaire

$$Q_1 = DX_p / S_1 = 1330.8 / 25 = 53.23 \text{ m}^3/\text{j}$$

DX_p : quantité issues du décanteur primaire

S₁ : concentration des boues.

On prendra S₁ = 25g/l

2- Le débit arrivant du décanteur secondaire

$$Q_2 = DX_s / S_2 = 564.40 / 10 = 56.44 \text{ m}^3/\text{j}$$

S₂: concentration des boues.

On prendra S₂ = 10 g/l

3- Le débit total (Q_t)

$$Q_t = Q_1 + Q_2 = 53.23 + 56.44 = 109.70 \text{ m}^3/\text{j}$$

4- La concentration du mélange (S)

$$S = DX_t / Q_t = 1895.2 / 109.70 = 17.28 \text{ Kg/m}^3$$

5- Le volume de l'épaississeur

T_s : temps de séjours (1 à 15 j). on prend T_s = 2j.

$$V = Q_t \cdot T_s = 109.70 \cdot 2 = 219.40 \text{ m}^3$$

$$V = 219.40 \text{ m}^3$$

6- La surface horizontale

Pour une profondeur de H = 3m. On calcule :

$$S_h = V / H = 219.40 / 3 = 73.10 \text{ m}^2$$

7- Le diamètre

Notre épaississeur a une forme circulaire de diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S_h}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 73.10}{3.14}} = 10.64 \text{ m} = 10 \text{ m}$$

8- Caractéristiques des boues épaissies

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

9- Calcul du débit des boues épaissies

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

$$Q_d = DX_t / 85 = 1895.2 / 85 = 22.30 \text{ m}^3/\text{j.}$$

A.2. Stabilisateur aérobie

Le but de la stabilisation est d'éliminer dans la phase de respiration endogène 45% de MVS contenues dans les boues.

L'oxygénation est assurée par des aérateurs de surface ou insufflation d'air pour maintenir une concentration d'oxygène au moins égale à 2 mg / l. (DEGREMONT, 2005)

A.2.1. La quantité de MVS contenue dans les boues

$$\text{MES} = 1820 \text{ kg/j}$$

$$\text{MM} = 546 \text{ kg/j}$$

$$\text{MVS} = 1274 \text{ kg/j}$$

A.2.2. La quantité de MVS à la sortie de la stabilisation

$$(\text{MVS})_{\text{sortie}} = \text{MVS} - 0,45 \cdot \text{MVS} = 1274 - (0,45 \cdot 1274) = 700,7 \text{ kg/j} \Rightarrow (\text{MVS})_{\text{sortie}} = \mathbf{700,7 \text{ kg/j}}$$

A. 2.3. Temps de séjour

L'élimination des MVS est souvent traduite par la relation suivante :

$$B_a = B_{a0} \cdot 1^{K_s T} \dots \dots \dots \text{(VII-34)}$$

- ✓ B_a : représente la quantité de MVS au temps t ;
- ✓ B_{a0} : représente la quantité de MVS au temps initiale ;
- ✓ K_s : le taux d'élimination des MVS qui dépend de la boue, de la température et également des traitements précédant la digestion.

Les valeurs de K_s s'échelonnent entre 0,5 et 0,05, nous prenons $K_s = \mathbf{0,05}$.

L'alimentation se faisant régulièrement une fois par jour et le mélange étant inégale, la fraction volatile de boues maintenues dans le bassin sera telle que :

$$B_a = B_{a0} \cdot 1^{K_s T} = 0,95 \cdot B_{a0} \dots \dots \dots \text{(VII-35)}$$

Et la fraction volatile stabilisée sera :

$$(1 - 0,95) \cdot B_a = 45\% \text{ de MVS stabilisé}$$

$$0,05 B_a = 0,45 \cdot 1274 = \mathbf{573,3 \text{ kg}}$$

$$\text{Alors } B_a = \mathbf{11466 \text{ kg}}$$

L'extraction journalier est de 700,7 Kg MVS /J, l'âge des boues en stabilisation sera donc :

$$T = \frac{11466}{700,7} = 16,36 \text{ jours}$$

A.2.4. Boues en excès dans le stabilisateur

$$Q_{\text{excès}} = \text{MM} + (\text{MVS})_{\text{sortie}} = 546 + 700,7 = \mathbf{1246,7 \text{ kg}} \text{ de boues / jour}$$

A.2.5. Dimensionnement du bassin de stabilisation

a- La masse de boue à maintenir dans le stabilisateur (M_b)

$$M_b = Q_{\text{excès}} \cdot t = 1246,7 \cdot 16,36 = \mathbf{20396 \text{ kg}}$$

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

b- Volume du bassin de stabilisation

$$V = M_b / C_{be} = 20396 / 85 = \mathbf{239,95 \text{ m}^3}$$

c-Surface horizontale

On prend la profondeur du bassin de stabilisation **H= 4m**

$$Sh=V/H=239.95/4=60m^2$$

d - La longueur de bassin

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

On a $L=2.lm$

$$l = (Sh/2)^{0.5}=5.5m$$

e -La largeur de bassin

$$L=2.l=2 * 5,48 = 11 m$$

f-Aération du bassin de stabilisation

La quantité d'air nécessaire s'effectuera à l'aide des aérateurs **2 kg O₂ /kg MVS détruit.**

-La masse des boues détruites par jour est de **573.3 kg/j.**

$$DO_2=2. 573.3 =1146.6kg O_2/j \quad \Rightarrow \quad DO_2=1146.6kg O_2/j$$

A.3.lits de séchage

Les boues épaissies sont épandues sur des lits pour y être déshydratées naturellement. Les lits sont formés d'aires délimitées par des murettes. Ils sont constitués d'une couche de sable disposée sur une couche support de gravier. Les drains, disposés sous la couche support, recueillent les eaux d'égouttage pour les ramener en tête de station. L'épaisseur maximale (H) de boues à admettre sur les lits de séchage est 40 cm.

Les opérations successives de remplissage d'un lit doivent être faites à intervalles rapprochés, soit 2 à 3 jours. La durée de séchage est de 4 à 6 semaines suivant les climats et les saisons.

Une largeur (b) optimum de 8 m et une longueur (L) de 20 à 30 m est conseillée si le lit n'est alimenté qu'en un seul point. (BOURABAH, 2008)

A.3.1.Calcul des lits de séchage

Nous avons choisi les dimensions suivantes

$$b=8m; L=20m; H=0,4m$$

a-Le volume de boues épandues sur chaque lit

$$V = b * L * H \dots\dots\dots (VII-36)$$

$$V = 64m^3$$

Le séchage des boues se fera quotidiennement avec une période de latence correspondant à la période d'enlèvement des boues séchées et de nettoyage des lits.

La quantité des boues à extraire quotidiennement est :

$$Q_f = (MVS)_{\text{sortie}} = 700.7 \text{ kg/j.}$$

La concentration des boues du stabilisateur varie entre 80 à 100 g/l. on la prend = 85 g/l.

D'où le volume journalier des boues à extraire est :

$$V_1=700.7/85=8.24m^3/j.$$

b-Nombre de lits nécessaires à chaque épandage

$N > v_1 / v = 8.24/64 = 0.13$ on prend $n=1$

c-Volume des boues épandues par lit et par an

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

$$V_2 = 12 * v = 12 * 64 = 768 \text{m}^3$$

d- Volume des boues à sécher par an

$$V_{ba} = v_1 * 365 = 8.24 * 365 = 3007.6 \text{m}^3$$

e- Nombre de lits nécessaire

$$N > v_{ba} / v_2 = 3007.6 / 768 = 4 \text{lits}$$

f- Surface nécessaire :

$$S = S_0 * N$$

Où : S_0 c'est la surface du lit de séchage : $S_0 = L * b = 20 * 8 = 160 \text{m}^2$

$$S = 160 * 4 = 640 \text{m}^2.$$

Pour l'horizon 2035

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

Tableau VII .11. Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur, stabilisateur aérobie et le lit de séchage (2020 et 2035).

Désignations	Unité	2020	2035
Dimensionnement de l'épaississeur			
• Boues issues du décanteur primaire	kg/j	1330.8	450
• Boues issues du décanteur secondaire	kg/j	564.40	163.05
• la quantité totale journalière des boues	Kg/j	1895.20	613.05
• Le débit total	m^3/j	109.70	34.3
• La concentration du mélange :	Kg/m ³	17.28	17.80
• Débit des boues épaissies	m^3/j	22.30	7.20
• Hauteur	M	3	3
• Surface horizontal	m^2	73.10	17.90
• Volume	m^3	219.40	68.60

• Diamètre	M	10	6
Stabilisateur aérobie			
• La quantité de MVS contenue dans les boues - MES - MM - MVS	kg/j	1820 546 1274	525 157.5 367.5
• La quantité de MVS à la sortie de la stabilisation :	kg/j	700.7	202.125
• Temps de séjour :	J	16.36	16.36
• Boues en excès dans le stabilisateur :	Kg /j	1246.7	359.60
• La masse de boue à maintenir dans le stabilisateur (Mb)	Kg	20396	5883.46
• Hauteur	M	4	4
• Volume du bassin de stabilisation	m ³	239.95	69.22
• Surface horizontale	m ²	60	17.30
• La longueur de bassin	M	11	6
• La largeur de bassin	M	5.5	3
• Quantité d'air par jour Do ₂	Kg o ₂ /j	1146.6	330.74
Lit de séchage			
• Le volume de boues épandues sur chaque lit	m ³	64	64
• la quantité des boues à extraire	Kg/j	700.7	202.12
• Volume des boues épandues par lit et par an	m ³	768	768
• Volume des boues à sécher par an	m ³	3007.6	868.7
• Nombre de lits nécessaire	-	04	02
• Surface nécessaire	m ²	640	320

Etude de la variante à faible charge

Etant donné que les ouvrages de prétraitement ne dépendent pas de la charge de pollution à l'entrée de la station, leur dimensionnement reste identique à celui du procédé du système à boues activées à moyenne charge.

Il s'agit des ouvrages suivants :

- ✓ Le dégrilleur
- ✓ Le déssableur-déshuileur.

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

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

➤ Charge massique

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

On prendra : $C_m = \mathbf{0,15 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS j}}$ (Office international de l'eau, 2005)

➤ Charge volumique

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

On prendra : $C_v = \mathbf{0,5 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3\text{j}}$ (Office international de l'eau, 2005)

VII.3. Dimensionnement du bassin d'aération

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

VII.3.1. le volume du bassin

$$V_a = L_0 / C_v$$

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

$$L_0 = \mathbf{1560 \text{ kg/j}}$$

D'ou : $V = L_0 / C_v = 1560 / 0,5 = 3120$

$$V = \mathbf{3120 \text{ m}^3}$$

VII.3.2. La hauteur du bassin

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

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

VII.3.3. Surface horizontale du bassin

$$S_h = V / H = 3120 / 5 = 624$$

$$S_h = 624 \text{ m}^2$$

VII.3.4. Largeur

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

$$B = 17.70 \text{ m on prend}$$

$$B = 18 \text{ m}$$

VII.3.5. Longueur

$$L = \frac{S_h}{B} = \frac{624}{18} = 34 \text{ m On prend :}$$

$$L = 34 \text{ m}$$

VII.3.6. La masse de boues dans le bassin

$$X_a = L_0 / C_m = 1560 / 0,15 = 10400$$

$$X_a = 10400 \text{ kg}$$

VII.3.7. Concentration de boues dans le bassin

$$[X_a] = X_a / V = 10400 / 3120 = 3.33 \text{ kg/m}^3$$

VII.3.8. Calcul du temps de séjour hydraulique

1. Pour le débit de pointe par temps sec

$$T_s = \frac{V}{Q_p} = \frac{3120}{250.2} = 12.40 \text{ h}$$

$$T_s = 12.40 \text{ h}$$

2. Pour le débit de pointe en temps de pluie.

$$3. \quad T_s = \frac{V}{Q_{pTP}} = \frac{3120}{500.4} = 6$$

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

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

$$S_0 = L_0 / Q_{\text{moy j}} = 1560 / 3136 = 0,497 \text{ mg/l}$$

$$S_0 = 497 \text{ mg/l}$$

VII.4.1. La charge polluante à la sortie (S_f = 30 mg/l)

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

D'où la charge :

$$L_f = S_f \cdot Q_{\text{moy j}} = 0,03 \cdot 3136 = 94.08 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

$$L_f = 94,08 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

VII.4.2. La charge polluante éliminée L_e

$$L_e = L_0 - L_f = 1560 - 94.08 = 1465,92 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

$$L_e = 1465,90 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

VII.4.3. Le rendement de l'épuration

$$\eta_{ep} = (L_0 - L_f) / L_0 = (1465,92 / 1560) \cdot 100 = 93.97\%$$

$$\eta_{ep} = 94 \%$$

VII.5. Besoins théoriques en oxygène

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

$$q_{o_2} = a' L_e + b' Xa \quad (\text{Kg/j})$$

- ✓ L_e : DBO_5 éliminée dans le bassin d'aération par jour (Kg).
- ✓ Xa : quantité de boues (MVS) présentes par jour dans le bassin d'aération (Kg)
- ✓ a' : la fraction de pollution transformé en énergie de synthèse au cours de l'épuration et c'est aussi la quantité d'oxygène à fournir aux bactéries pour qu'elles synthétisent la matière vivante à partir d'une pollution elle exprimée en $\text{kg O}_2 / \text{kg DBO}_5$.

$$0.48 < a' < 0.65 \qquad \qquad \qquad \mathbf{a' = 0,6}$$

- ✓ b' : coefficient cinétique de respiration endogène elle exprimée en $\text{kg O}_2 / \text{kg MVS}$

$$0.07 < b' < 0.11 \qquad \qquad \qquad \mathbf{b' = 0,07}$$

A. les besoins journaliers en oxygène

$$q_{o_2} = 0,6 \cdot 1465,92 + (0,07 \cdot 10400) = \mathbf{1607,55 \text{ Kg O}_2/\text{j}}$$

B. La quantité d'oxygène horaire

$$q_{o_2/24} = 1607,55 / 24 = \mathbf{67 \text{ Kg O}_2/\text{h}}$$

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

$$q_{o_2/m^3} = q_{o_2} / v = 1607,55 / 3120 = \mathbf{0,51 \text{ Kg O}_2/\text{m}^3/\text{j}}$$

D. Les besoins en pointe horaire en oxygène

$$q_{o_2\text{pte}} = (a' L_e / T_d) + (b' \cdot Xa / 24)$$

$$\text{D'où : } q_{o_2\text{pte}} = 0,6 \cdot 1465,92 / 16 + (0,07 \cdot 10400 / 24) = \mathbf{85,30 \text{ Kg O}_2/\text{h}}$$

VI.6. Besoin réel en pointe en oxygène

$$q_{o_2\text{réel}} = \frac{q_{o_2}}{\alpha \cdot \beta}$$

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

- ✓ β : tel que $0,8 \leq \beta \leq 0,95$

On prend : $\beta = 0,85$

$$q_{(o_2)\text{réelpte}} = \frac{85,30}{0,85 \times 0,8} = 12545 \text{ kg O}_2/\text{h}$$

$$\text{En moyenne : } q_{(o_2)\text{réeljour}} = \frac{160755}{0,85 \times 0,8} = 2364 \text{ kg O}_2/\text{j}$$

VII.7. Calcul des caractéristiques de l'aérateur**A-Calcul de la puissance de l'aération nécessaire (E_n)**

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

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

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

$$\text{Donc : } E_n = \frac{85.30}{1.5} = 56.86 \text{ kw}$$

$$E_n = 56,86 \text{ Kw}$$

B-puissance de brassage

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

$$\text{Donc : } E_b = Sh * Pa = 390 * 80 = 31200 \text{ w.}$$

$$E_b = 31,20 \text{ Kw}$$

C-Calcul de nombre d'aérateurs dans le bassin

$$N_a = E_n / E_b = 56.86 / 31.2 = 1,82$$

On prend deux aérateurs ($N_a=2$).

VII.8. Bilan de boues**A-Calcul de la quantité des boues en excès**

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

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

✓ La charge journalière en MES à la sortie de déssableur-déshuileur est **1438Kg/j**

$$X_{\min} = 0,3.1438 = 431.4 \text{ kg/j}$$

$$X_{dur} = 0,3.MVS$$

$$X_{dur} = 0,3(0,8.1438) = 345.12 \text{ Kg /j}$$

$$a_m L_e = 0,6.1465,92 = 879.55 \text{ Kg/j}$$

$$b X_a = 0,07.10400 = 728 \text{ Kg/j}$$

$$X_{eff} = 0,03.3136 = 94,08 \text{ Kg/j}$$

Alors :

$$\Delta X = 431.4 + 345.12 + 879,55 - 728 - 90,08 = 837.99$$

$$\Delta x = 838 \text{ kg/j}$$

B-Concentration des boues en excès

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

✓ I_m : Indique la bonne décantabilité des boues s'il se trouve dans la fourchette :

(100÷150) . (Office international de l'eau, 2005)

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

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

C-Le débit de boues en excès

Ce débit est donné par : $Q_{\text{excès}} = \frac{X}{X_m} = \frac{838}{9.6} = 87.30$

$$\mathbf{Q_{\text{excès}} = 87,30 \text{ m}^3/\text{j}}$$

D-Le débit spécifique par m³ de bassin

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

$$\text{Donc : } q_{sp} = \frac{838}{3120} = 0.27 \text{ kg/m}^3 \Rightarrow \mathbf{q_{sp} = 0,27 \text{ Kg / m}^3}.$$

E-Le taux de recyclage

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

- R : taux de recyclage(%)

- $[X_a]$: concentration des boues dans le bassin = 3.33 Kg/m^3

$$R = \frac{100 * 3.33}{\frac{1200}{120} - 3.33} = 49.9 \Rightarrow \mathbf{R = 49.9\%}$$

F-Le débit des boues recyclées

$$Q_r = R Q_j$$

$$\text{Donc : } Q_r = 0.499 * 3136 = 1564.90 \text{ m}^3/\text{j} \Rightarrow \mathbf{Q_r = 1564.90 \text{ m}^3/\text{j}}$$

G-Age des boues

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X}$$

$$A_b = \frac{X_t}{\Delta X} = \frac{10400}{838} = 12.5 \text{ jours} \quad A_b = 12.5 \text{ jours}$$

Remarque :

Cette valeur obtenue est conforme à la faible charge dont l'âge des boues est compris entre 10 et 30 jours

VII.9. Calcul du clarificateur (décanteur secondaire)**❖ Données de base**

- ✓ Le temps de séjour : $t_s = (1,5 \div 2)$ heure .On prend $t_s = 1,5h$.
- ✓ Le débit de pointe en temps de pluie (de la station) : $Q_{ptp} = 500,4 \text{ m}^3/h$

Pour l'horizon 2035

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

✓ **Débit de la station**

$$Q_{ptp} = Q_{ptp(2035)} - Q_{ptp(2020)}$$

$$Q_{ptp} = 620 - 500,4 = 119,6 \text{ m}^3/h$$

✓ **Débit moyen journalier**

$$Q_{moy j} = Q_{moy j(2035)} - Q_{moy j(2020)}$$

$$Q_{moy j} = 4000 - 3136 = 864 \text{ m}^3/j$$

L_0 : charge polluante à l'entrée du bassin (sans décantation primaire) (kg DBO₅/j).

$$DBO_5 = DBO_{5(2035)} - DBO_{5(2020)}$$

$$DBO_5 = 2010 - 1560 = 450 \text{ kg/j}$$

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

Les résultats de dimensionnement de l'aérateur et le décanteur secondaire pour l'horizon 2035 sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau VII.12. Résultats de calcul d'aérateur et le décanteur secondaire pour les deux horizons.

Désignations	Unité	2020	2035
<u>Données de base</u>			
Débit moyen journalier $Q_{\text{moy j}}$	m^3/j	3136	864
Débit moyen horaire $Q_{\text{moy h}}$	m^3/h	130.66	36
Débit de pointe en temps de pluie Q_{ptp}	m^3/h	500.4	119.6
Charge polluante à l'entrée du bassin L_o	Kg/j	1560	450
Concentration de l'effluent en DBO_5 : S_o	mg/l	497	525
La charge polluante à la sortie L_f	KgDBO_5/j	94.08	25.70
La charge polluante éliminée L_e	KgDBO_5/j	1465.90	424.30
Le rendement de l'épuration η_{ep}	%	94	94.30
<u>Dimensionnement du bassin d'aération</u>			
Volume du bassin V	m^3	3120	900
Nombre	-	1	1
Hauteur du bassin H	m	5	5
Surface horizontale du bassin S_h	m^2	624	180
Largeur du bassin B	m	18	9.50
Longueur du bassin L	m	34	19
La masse de boues dans le bassin X_a	Kg	10400	3000
Concentration de boues dans le bassin $[X_a]$	Kg / m^3	3.33	3.33
Temps de séjours T_s - débit de pointe par temps	h	12.40	15
-débit de la station	h	6	7.60
<u>Besoin en oxygène</u>			
Besoins journaliers en oxygène : q_{o_2}	KgO_2/j	1607.50	464.60
La quantité d'oxygène horaire $q_{o_2}/24$	KgO_2/h	67	19.40
La quantité d'oxygène nécessaire pour un m^3 du bassin q_{o_2}/m^3	$\text{KgO}_2/\text{m}^3/\text{j}$	0.51	0.52
Besoins en pointe horaire en oxugène $q_{o_2\text{pte}}$	KgO_2/h	85.30	24.70
<u>Calcul de l'aérateur de surface à installer</u>			
-Besoin réel de pointe en oxygène :	KgO_2/h	131.45	38.1
-Calcule de puissance de l'aération nécessaire :	kW	56.90	17.27
-puissance de brassage :	kW	31.20	18
-Calcul de nombre d'aérateurs dans le bassin :	-	2	1
<u>Bilan de boues</u>			
-Calcul de la quantité des boues en excès Δx	Kg/j	838	242.60
-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	87.30	25.30
-Le débit spécifique par m^3 de bassin q_{sp}	$Kg/m^3.j$	0.27	0.27
-Le taux de boues recyclées R	%	49.9	49.9
-Le débit des boues recyclées Q_r	m^3/j	1564.90	431.14
-Age des boues A_b	j	12.5	12.5
<u>Caractéristiques du clarificateur</u>			
-forme	circulaire	circulaire	Circulaire
-Nombre de bassins	-	1	1
-Surface horizontale	m^2	250.2	59
-Diamètre	m	18	5
-Volume	m^3	750.6	178.20
-Hauteur	m	3	3
-Temps de séjour pour le débit moyen horaire	h	1.5	1.5
-Temps de séjour pour le débit de pointe par temps sec	h	3	3

VII.10. Traitement tertiaire (désinfection)

Les mêmes dimensions pour le bassin de désinfection et les résultats de dimensionnement sont représentés sur le Tableau VII.11

VII.11. Traitement des boues

Les boues du traitement par boues activées à faible charge sont fortement minéralisées donc, il n'est pas nécessaire de les traiter dans le stabilisateur.

Après épaissement, les boues sont envoyées directement aux lits de séchage.

VII.11.1. Dimensionnement

A. Epaisseur

Il reçoit les boues issues du décanteur secondaire.

La production journalière des boues est de :

A.1. Boues issues du décanteur secondaire

Boues secondaires DXs = **838Kg/j** (Représente les boues en excès)

A.2. La concentration des boues

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

- Boues secondaire : (10÷30) g/l

A.3. Le débit arrivant du décanteur secondaire (le débit total)

$$Q_t = Q_2 = DXs / S_2 = 838 / 10 = \mathbf{83.8 \text{ m}^3/j}$$

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

A.4. Le volume de l'épaisseur

$$V = Q_t \cdot T_s = 83.8 \cdot 2 = 167.6 \text{ m}^3 \quad \mathbf{V = 167,60m^3}$$

T_s : temps de séjours = 2j.

A.5. La surface horizontale

Pour une profondeur de $H = 3\text{m}$. On calcule :

$$S_h = V / H = 167.60 / 3 = \mathbf{55.90 \text{ m}^2}$$

A.6. Le diamètre

Notre épaisseur a une forme circulaire de diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S_h}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 69.62}{3.14}} = 8.44\text{m} = \mathbf{9\text{m}}$$

A.7. Calcul du débit des boues épaissies

La concentration des boues après épaississement par décantation est de l'ordre de 80 à 100 g/l. on prend : $C_{be} = 85\text{g/l}$.

$$Q_d = DXt / 85 = 838 / 85 = \mathbf{9.86 \text{ m}^3/\text{j}}$$

B. Lits de séchage

Nous avons choisi les dimensions suivantes

$$b=8\text{m}; L=20\text{m}; H=0,4\text{m}$$

B.1. Le volume de boues épandues sur chaque lit

$$V = b * L * H$$

$$V = \mathbf{64\text{m}^3}$$

La quantité des boues à extraire quotidiennement est :

La concentration des boues du stabilisateur varie entre 80 à 100 g/l. on la prend = 85 g/l.

D'où le volume journalier des boues à extraire est : $V_1 = \mathbf{9.86\text{m}^3/\text{j}}$.

B.2. Nombre de lits nécessaires à chaque épandage

$$N > v_1 / v = 9.86 / 64 = 0.15 \text{ on prend } n=1$$

B.3. Volume des boues épandues par lit et par an

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

$$V_2 = 12 * v = 12 * 64 = \mathbf{768\text{m}^3}$$

B.4. Volume des boues à sécher par an

$$V_{ba} = v_1 * 365 = 9.86 * 365 = \mathbf{3598,90 \text{ m}^3}$$

B.5. Nombre de lits nécessaire

$$N > v_{ba} / v_2 = 3598,90 / 768 = \mathbf{5 \text{ lits}}$$

B.6. Surface nécessaire

$$S = S_0 * N$$

Où : S_0 c'est la surface du lit de séchage : $S_0 = L * b = 20 * 8 = \mathbf{160\text{m}^2}$

$$s = 160 * 5 = \mathbf{800 \text{ m}^2}.$$

Pour l'horizon 2035

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

Tableau VII.13. Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur et le lit de séchage (2020 et 2035).

Désignations	unité	2020	2035
Dimensionnement de l'épaississeur			
• Boues issues du décanteur secondaire	kg/j	338	242.60
• Le débit total	m ³ /j	83.8	24.26
• Débit des boues épaissies	m ³ /j	9.86	2.85
• Hauteur	m	3	3
• Surface horizontal	m ²	55.90	16.20
• Volume	m ³	167.60	48.55
• Diamètre	m	9	5
Lit de séchage			
• Le volume de boues épandues sur chaque lit	m ³	64	64
• Le volume des boues à extraire / j	m ³ /j	9.86	2.85
• Volume des boues épandues par lit et par an	m ³	768	768
• Volume des boues à sécher par an	m ³	3598.90	1040.30
• Nombre de lits nécessaire	-	05	2
• Surface nécessaire	m ²	800	320

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons dimensionné les différents ouvrages de la station d'épuration de l'agglomération de Ain Taghrout et Bir Kasd Ali, pour les deux horizons et les deux variantes la faible et la moyenne charge.

Le procédé biologique choisi pour traiter les eaux résiduaires de l'agglomération de Ain Taghrout et Bir Kasd Ali est de type « Boues activées à faible charge ».

Vu la taille de l'agglomération étudiée qui est de 26000 Eq-Hab.

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

- ✓ Des rendements d'éliminations dépassants les 90% tandis qu'ils sont de 80% pour la moyenne charge ;
- ✓ Possibilité de la nitrification dans le bassin d'aération ;
- ✓ Les boues produites stables ne nécessitent pas un traitement pressé ;
- ✓ L'admission des eaux prétraitées sans décantation primaire ;
- ✓ Faible quantité des boues produite (kg de boue sèche /kg de DBO5 éliminée qui est de l'ordre de 0.1 à 0.2, alors que pour la moyenne charge elle de 0.3 à 0.5).

Chapitre **VIII**

Calcul hydraulique

Introduction

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. Afin de ne pas inonder le rendement épuratoire est tributaire de la stabilité de la qualité des eaux de la station d'épuration ; le débit d'apport doit être régularisé au moyen d'ouvrages projetés à l'amont de la station qui ne sont autres que le déversoir d'orage et le bassin-piège.

Afin d'éviter un surplus d'apport des eaux usées à la station d'épuration, notre objectif consiste à un dimensionnement d'un déversoir d'orage qui sera appelé à régulariser cet apport.

VIII.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 dérivé vers la station que les Débits de pointe en temps de pluie.

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

VIII.1.1. Type de déversoir d'orage

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

Dans notre projet, on optera pour le déversoir d'orage à seuil latéral (voir figure VII-1), car notre terrain est caractérisé par une faible pente par rapport à la position de l'exutoire, ce genre de déversoir d'orage présente une facilité d'entretien et d'exploitation.

Le déversoir d'orage sera placé en amont de la station avant le degriilleur.

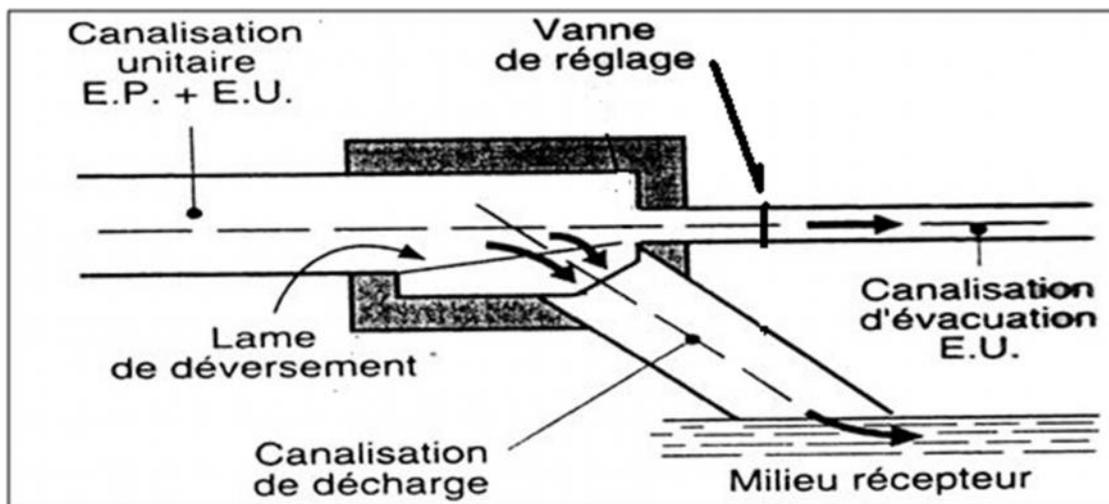


Figure VIII.1 : schéma d'un déversoir d'orage type latéral.

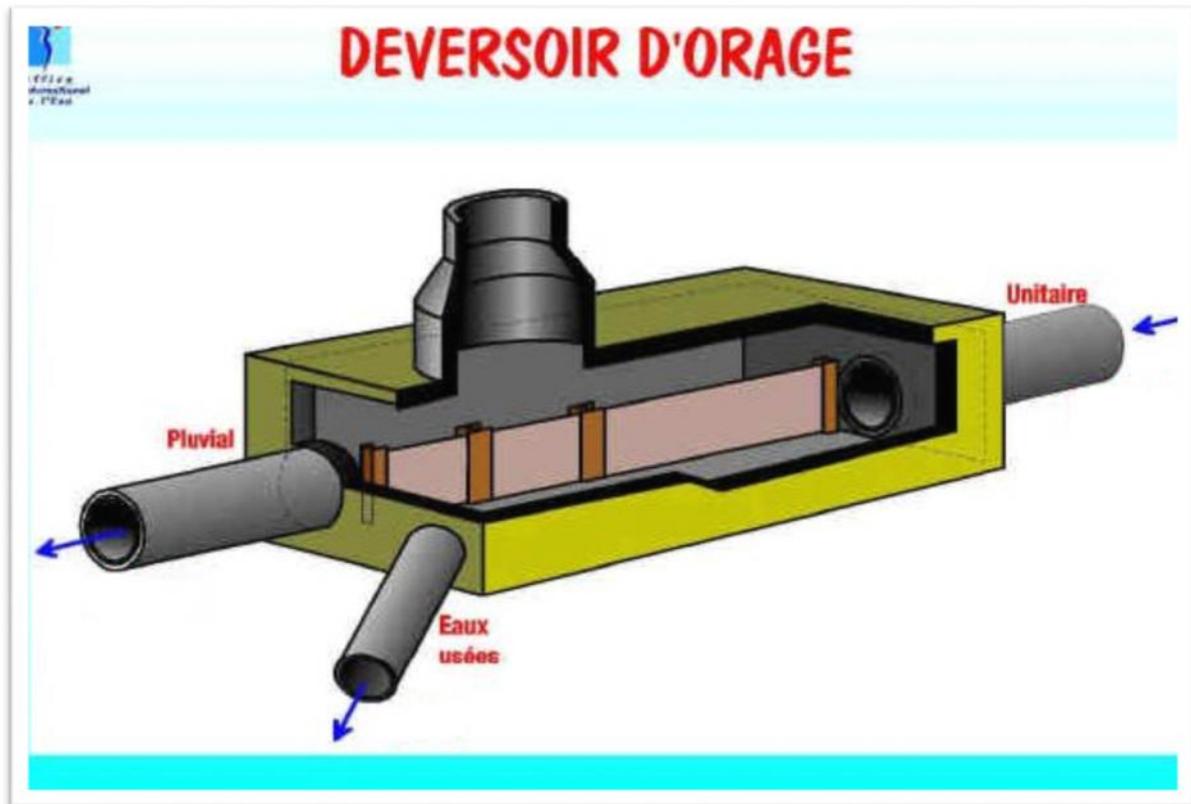


Figure VIII.2 : déversoir d'orage type latéral

VIII.1.2. Dimensionnement du déversoir d'orage

Après avoir calculé le débit au temps de pluie (en tient compte de la dilution) on a :

- Le débit acheminé vers la station d'épuration: $Q_{ptp} = 620\text{m}^3/\text{h} = 0,172\text{m}^3/\text{s}$
- Le débit pluvial $Q_{pl} = 1375.7\text{ l/s} = 1.37\text{ m}^3/\text{s}$ (source : DRE de Bordj Bou Arreridj)

Donc le collecteur principal véhiculera un débit de :

$$Q_v = Q_{pte} + Q_{pl} \dots\dots\dots (VIII-1)$$

$$Q_v = 0,172 + 1,37 = 1.54\text{m}^3/\text{s}$$

$$Q_v = 1,54\text{ m}^3/\text{s}$$

VIII.1.2.1.A l'amont du déversoir

On calcule le diamètre du collecteur qui véhiculera le débit d'eau total en 2035:

$$Q_v = 1,54\text{ m}^3/\text{s} \quad ; \quad I = 1\%.$$

❖ D'après l'abaque de Bazin (01et 02)

- ✓ $D_e = 1000\text{ mm}$ (diamètre à l'entrée du déversoir).
- ✓ $Q_{ps} = 1.8\text{m}^3/\text{s}$ (débit à pleine section).
- ✓ $V_{ps} = 2,3\text{ m/s}$ (vitesse à pleine section).

Avec les paramètres hydrauliques :

- ✓ $r_Q = Q_v / Q_{ps} = 1,54 / 1,8 = 0,85$ (rapport des débits).
- ✓ $r_H = H_e / D_e = 0,695 \Rightarrow H_e = 0,695 \cdot 1000 = 695 \text{ mm}$ (hauteur de remplissage).
- ✓ $r_v = V / V_{ps} = 1,12 \Rightarrow V = 1,12 \cdot 2,3 = 2,57 \text{ m/s}$ (vitesse).

VIII.1.2.2.A l'aval du déversoir (vers la station)

- ✓ $Q_{ptp} = 0,172 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ $I = 0,35\%$
- ❖ **D'après l'abaque de Bazin (01et 02)**
- ✓ $D_s = 600 \text{ mm}$.
- ✓ $Q_{ps} = 0,26 \text{ m}^3/\text{s}$.
- ✓ $V_{ps} = 0,93 \text{ m/s}$.

Avec les paramètres hydrauliques :

- ✓ $r_Q = Q_{ptp} / Q_{ps} = 0,172 / 0,26 = 0,66$ (rapport des débits).
- ✓ $r_H = H_s / D_e = 0,58 \Rightarrow H_s = 0,58 \cdot 600 = 348 \text{ mm}$ (hauteur de seuil).
- ✓ $r_v = V / V_{ps} = 1,059 \Rightarrow V = 1,059 \cdot 0,93 = 0,98 \text{ m/s}$ (vitesse).

VIII.1.2.3. Le débit déversé vers le milieu naturel (Q_d)

$$Q_d = Q_v - Q_{ptp} = 1,54 - 0,172 = 1,37 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_d = 1,37 \text{ m}^3/\text{s}$$

VIII.1.2.4. Dimensionnement du déversoir d'orage

- ✓ La hauteur d'entrée $H_e = 695 \text{ mm}$
- ✓ La hauteur de seuil $H_s = 348 \text{ mm}$
- ✓ La lame d'eau déversée est donnée par :
 $H_d = (H_e - H_s) / 2 \dots\dots\dots (VIII-2)$
 $H_d = (695 - 348) / 2 = 137,5 \text{ mm}$

VIII.1.2.5. la largeur du seuil déversant

$$Q_{dev} = 2/3 \cdot u \cdot b \cdot H_d (2g \cdot H_d)^{0,5} \dots\dots\dots (VIII-3)$$

$$\text{Donc } b = (3 \cdot Q_d) / 2u \cdot (2g)^{1/2} \cdot H_d^{3/2} \dots\dots\dots (VIII-4)$$

Avec :

- ✓ u : coefficient de débit dépend de la forme du seuil et varie également suivant la hauteur de la lame d'eau déversée pour les crêtes minces $u = 0,6$.
- ✓ g : L'accélération de la pesanteur m^2/s .

$$b = (3 \cdot 1,37) / 2 \cdot 0,6 \cdot (2 \cdot 9,81)^{1/2} \cdot 0,173^{3/2} = 10,74 \text{ m} \quad \mathbf{b = 10,74 \text{ m}}$$

On a trouver que la largeur de seuil déversent est importante, donc on prend un double seuil déversent avec $b = 5,5 \text{ m}$

VIII.2.Relevage**VIII.2.1.Dimensionnement du puisard**

Le puisard est de forme rectangulaire ;

$$V = Q_{\text{ptp}} * t_s / 4 \dots\dots\dots (VIII-5)$$

Avec :

- ✓ Q_{ptp} : Débit total pompé.
- ✓ t_s : temps de séjour ($t_s=10$ minutes)
- ✓ La hauteur du puisard ne doit pas dépasser 5m, ($2\text{m} \leq H \leq 5\text{m}$).

VIII.2.1.1.Volume

$$V = Q_{\text{ptp}} * t_s / 4$$

- ✓ $Q_p=620\text{m}^3/\text{h}$.
- ✓ $V=620 * 10 / 60 * 4 = 25.80\text{m}^3$ **$V=25.80 \text{ m}^3$**

VIII.2.1.2.Surface

$$S = V/H \dots\dots\dots (VIII-6)$$

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

$$\text{D'où } S = \frac{25.80}{4} = 6.45 \text{ m}^2$$

VIII.2.1.3.Largeur

On fixe la longueur $L=3\text{m}$ et on trouve la largeur

$$S_{\text{puisard}} = B * L \dots\dots\dots (VIII-7)$$

- ✓ B : Largeur
- ✓ L : longueur

$$\mathbf{L=3\text{m} \text{ et } B=2.15\text{m}}$$

VIII.2.2.La conduite de refoulement

$$H_g = c_{p2} - c_{p1} \dots\dots\dots (VIII-8)$$

$$H_g = 908 - 901.5 = 6,5 \text{ m.} \quad \mathbf{H_g=6,5\text{m}}$$

- ✓ H_g : Hauteur géométrique

On a : $Q_{\text{ptp}}=620 \text{ m}^3/\text{h}$.

D'après la formule de BONNIN :

$$D_{\text{éco}} = \sqrt[3]{Q_p} \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{(VIII-9)}$$

$$Q_{\text{ptp}} = 0,172 \text{ m}^3/\text{s} \quad \Rightarrow \quad D_{\text{éco}} = 0,4 \text{ m}$$

Donc le diamètre normalisé est : **D = 400 mm**

La vitesse d'écoulement est :

$$V = 4 \cdot Q / \pi \cdot D^2 \dots\dots\dots \text{(VIII-10)}$$

$$V = 1,37 \text{ m / s}$$

Remarque

La conduite de By-Pass on va pas la redimensionnée (on garde le même diamètre D=400mm) Puisque on a l'écoulement en charge.

VIII.2.3.Calcul de la hauteur manométrique de la pompe :

$$H_{\text{mt}} = H_g + \Delta H \dots\dots\dots \text{(VIII-11)}$$

✓ ΔH : Perte de charge

$$H_g = c_{p2} - c_{p1}$$

✓ c_{p1} : côte du plan d'eau dans le puisard.

✓ c_{p2} : côte du plan d'eau de l'ouvrage d'entrée (dé).

$$H_g = 908 - 901.5 = 6,5 \text{ m}$$

Nous avons choisi le PEHD (Polyéthylène à haute densité), comme matériau pour notre conduite car il présente une bonne caractéristique du point de vue dureté, étanchéité et résistance à la corrosion et faible rugosité

Les diamètres disponibles sur le marché sont représentés sur le tableau ci-dessous :

Tableau VIII.1 : Les diamètres normalisés

Diamètre (mm)	110	125	160	200	250	315	400	500
---------------	------------	------------	------------	------------	------------	------------	------------	------------

Source : Guide Travaux Publics

Tableau VIII.2. Les valeurs de K, m et β .

Tuyau	K	M	β
Acier	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Fonte	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Amiante ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,774	1,77

Pour le PEHD, on a :

- ✓ $K=0,001052$
- ✓ $m=4,774$
- ✓ $\beta=1,77$

L'expression de perte de charge s'écrit :

$$\Delta H = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \dots\dots\dots (VIII-12)$$

- ✓ K : coefficient de perte de charge ($K=0,001051$)
- ✓ Q : débit pompé qui est de $0,172\text{m}^3/\text{s}$
- ✓ L : longueur de la conduite
- ✓ D : diamètre de la conduite
- ✓ β : coefficient dépendant du régime d'écoulement
- ✓ $\beta = 1,77$ pour le régime turbulent rugueux.
- ✓ m : coefficient dépendant du type de matériau de la conduite ($m=4,774$)

Donc :

$$\Delta H = \frac{0,001052 * 30 * 0.172^{1,77}}{0.4^{4.774}} = 0,11\text{m} \qquad \qquad \qquad \Delta H = \mathbf{0,11\text{m}}$$

$$\text{Hmt} = H_g + \Delta H \quad \Rightarrow \quad \text{Hmt} = 6,5 + 0,11 = \mathbf{6,61\text{ m}} \qquad \qquad \qquad \mathbf{\text{Hmt} = 6,61\text{ m}}$$

VIII.2.4. Choix de la pompe

On utilise des pompes d'assainissement pour le relevage des eaux usées du puisard vers l'ouvrage d'entrée. Donc pour choisir le type de pompe on utilise le catalogue **KSB (logiciel KSB)**.

D'après les critères du choix du type et nombre des pompes, nous optons pour un seul pompes et une pompe de secoure.

La pompe choisie est **pompe monobloc** (Amarex KRT K 250-401/206XG-S)

Toutes les caractéristiques de la pompe et le moteur sont représentées sur la fiche technique de la pompe choisis. [Annexe2].

VIII.3.Profil hydraulique

Le profil hydraulique consiste à calculer les différents niveaux d'eau le long de la chaîne de traitement, qui nous renseignent sur la position de la ligne de charge.

Les Cotes moyennes du terrain naturel des zones d'implantation des ouvrages sont représentées sur le tableau ci –dessous :

Tableau VIII.3: Cotes moyennes du terrain naturel d'implantation des différents ouvrages de la station.

Désignation des ouvrages	Côtes du terrain naturel (m)
Dégrilleur grossier	902
Station de relevage	901.50
Dégrilleur moyenne	908
Déssableur-déshuileur	906.70
Bassin d'aération	906.25
Décanteur secondaire	904.75
Bassin de désinfection	902.55

VIII.3.1. Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages

Nous avons choisi le PEHD, comme matériau qui présente aussi une bonne caractéristique de point de vue dureté, étanchéité et résistance à la corrosion et faible rugosité.

L'expression de perte de charge est exprimée par la formule de DARCY WEISBACH :

$$\Delta H_T = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} = C_{pA} - C_{pB} \dots\dots\dots (VIII-13)$$

Avec :

- ✓ K : coefficient de perte de charge
- ✓ 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
- ✓ m : coefficient dépendant du type de matériau de la conduite
- ✓ Cp_A : Côte du plan d'eau au point A(m)
- ✓ Cp_B : Côte du plan d'eau au point B(m)

VIII.3.1.1. Diamètre

D'après la formule (VIII-13) le diamètre est donné par cette formule :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{pA} - C_{pB})}} \dots\dots\dots (VIII-14)$$

VIII.3.1.2. Longueurs des conduites

Pour les calculs des longueurs ; ils utilisent les longueurs équivalentes pour tenir compte des pertes de charges singulières.

$$L_{eq} = 1,15. L_{réelle} \dots\dots\dots (VII-15)$$

Dans notre cas on a des distances faibles donc on néglige les pertes de charges singulières c'est à dire on prend les longueurs réelles.

Les longueurs sont représentées sur le tableau suivant :

Tableau VIII.4. Longueurs réelles des conduites entre les ouvrages de la STEP.

Ouvrages	L réelle (m)
Dégrilleur grossier –Station de relevage	6.80
Station de relevage- Dégrilleur moyenne	30
Dégrilleur moy -Déssableur-déshuileur	53
Déssableur-déshuileur - Bassin d'aération	22
Bassin d'aération - Décanteur II	21.60
Décanteur II - Bassin de désinfection	33

VIII.3.1.3.Calculs des cotes piézométriques des différents ouvrages

On calcule les cotes piézométriques d'après l'équation de BERNOULLI donnée par :

$$P_1/W + V_1^2/2g + Z_1 = P_2/W + V_2^2/2g + Z_2 + H_{1-2} \dots \dots \dots \text{(VIII-16)}$$

- P_1/W et P_2/W : énergies de pression dans les sections (1) et (2).
- $V_1/2g$ et $V_2/2g$: énergies cinétiques en (1) et (2).
- Z_2 et Z_1 : cotes des points (1) et (2).
- H_{1-2} : pertes de charges dans le tronçon (1-2).

La variation de vitesse est très faible, donc les énergies cinétiques peuvent être éliminées il vient :

$$P_1/W + Z_1 = P_2/W + Z_2 + H_{1-2}$$

On pose : $P_1/W = H_1$ et $P_2/W = H_2$

Donc : $H_1 + Z_1 = H_2 + Z_2 + H_{1-2}$

$Cp_1 = H_1 + Z_1$: cote piézométrique au point (1).

$Cp_2 = H_2 + Z_2$: cote piézométrique au point (2).

$Cp_1' = Cp_2 + H_{1-2} \dots \dots \dots \text{(VIII-17)}$

VIII.3.1.4. Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages et les cotes piézométriques

A- Dégrilleur moyenne -Déssableur-déshuileur (A-B)

On a :

- Côte du radier du Dégrilleur moyenne (A) : 908 m ;
- Hauteur d'eau : 1m
- D'où : $C_{PA}=909$ m
- Côte du radier du déssableur-déshuileur(B) : 905.8m ;
- Hauteur d'eau : 2.5 m
- D'où : $C_{PB}:908.3$ m
- $L=53$ m

❖ Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 53 * 0.172^{1.77}}{(909 - 908.3)}} = 0.306$$

$$D_c = 306\text{mm}$$

\Rightarrow

$$D_n = 315\text{mm}$$

❖ Cote piézométrique

$$D'où \text{ on aura : } C_{PB}' = C_{PA}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow C_{PB}' = 908.29\text{m}$$

B-Conduite déssableur - aération (A-B)

- $C_{PA}'=908.29$ m
- Côte du radier d'aérateur (B) : 903m ;
- Hauteur d'eau : 5 m
- D'où : $C_{PB}:908$ m
- $L=22$ m

❖ Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 22 * 0.172^{1.77}}{(908.29 - 908)}} = 0.307$$

$$D_c = 307\text{mm} \Rightarrow D_n = 315\text{mm}$$

❖ Cote piézométrique

$$D'où \text{ on aura : } C_{PB}' = C_{PA}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow C_{PB}' = 907.99\text{m}$$

C-Conduite d'aération -bassin de clarificateur (A-B)

- $C_{PA}'=907.99$ m
- Côte du radier du bassin de clarification(B) : 903m ;

- Hauteur d'eau : 3 m
- D'où : C_{PB} : 906m
- $L=21.6$ m

❖ **Diamètre**

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 21.6 * 0.172^{1.77}}{(907.99 - 906)}} = 0.201$$

$$D_c = 201\text{mm}$$

$$\Rightarrow$$

$$D_n = 200\text{mm}$$

❖ **Cote piézométrique**

$$D'où \text{ on aura : } C_{PB}' = C_{PB} - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow C_{PB}' = 905.47\text{m}$$

D- Conduite clarificateur -bassin de désinfection (A-B)

- $C_{PA}' = 905,47$ m
- Côte du radier du bassin de désinfection(B) : 901.25m ;
- Hauteur d'eau : 3 m
- D'où : C_{PB} : 904.25m
- $L=33$ m

❖ **Diamètre**

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 33 * 0.172^{1.77}}{(905.47 - 904.25)}} = 0.247$$

$$D_c = 247\text{mm}$$

$$\Rightarrow$$

$$D_n = 250\text{mm}$$

❖ **Cote piézométrique**

$$D'où \text{ on aura : } C_{PB}' = C_{PA}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow C_{PB}' = 904.14\text{m}$$

Les résultats obtenus sont résumés sur le tableau ci- dessous :

Tableau VIII.5 : récapitulatif des différentes cotes des ouvrages de la STEP.

Désignations	Cote du terrain (m)	Cote du radier (m)	hauteur d'eau (m)	Cote piézométrique (m)
- Dégrilleur moyenne	908	908	1	909
-Déssableur-déshuileur	906.70	905.80	2.5	908.29
-bassin d'aération	906.25	903	5	907.99
-décanteur secondaire	904.75	903	3	905.47
-bassin de désinfection	902.55	901.25	3	904.14

Chapitre **IX**

Gestion et exploitation de la station

Introduction

Pour assurer le bon fonctionnement, la pérennité des équipements et les performances épuratoires de la station d'épurations, il faut garantir une gestion adéquate et un entretien quotidien. L'objectif de ce chapitre est, d'expliquer les tâches principales d'exploitations pour une bonne gestion d'une station d'épuration.

Le bon fonctionnement d'une station d'épuration repose sur une exploitation efficace, un suivi, une surveillance et un entretien continu d'une façon générale, pour atteindre ces objectifs, il faut assurer :

- ✓ Une assistance technique continue pour le bon fonctionnement des ouvrages de toute la filière de traitement ;
- ✓ Le dépannage immédiat des appareils défectueux ;
- ✓ L'entretien des conduites, des accessoires et des équipements mécaniques ;
- ✓ La formation d'une équipe de techniciens ayant pour mission de vérifier au moins quatre fois par an tous les ouvrages de traitement et d'estimer leurs rendements et d'étudier les possibilités de leurs améliorations ;
- ✓ Une formation de base des agents d'exploitation sera orientée vers les techniques de traitement et d'épuration des eaux usées.

IX.1. Aménagements spéciaux

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 pour le lavage des installations et la desserte des locaux annexes et des bouches d'arrosage des parterres ;
- ✓ Les locaux annexes comportant l'administration, le laboratoire, le magasin, salle de contrôles...etc.

La gestion et la surveillance de la future station d'Ain Taghrout et Bir Kasd Ali doit être organisée en (03) fonctions principales :

- Une fonction exploitation ;
- Une fonction maintenance ;
- Une fonction laboratoire.

L'ensemble de ces activités sera placé sous l'autorité d'un chef de station qui en assurera la coordination. (DRE DE BORDJ BOU ARRERIDJ, 2014)

IX.2.Missions

IX.2.1.Exploitation

La section exploitation doit être confiée à deux équipes :

- Une équipe chargée de l'organisation du travail en quart (2x12) et qui assure la surveillance du fonctionnement de la station ;
- Une équipe chargée de l'entretien des ouvrages.

IX.2.2.Maintenance

La structure de maintenance assure l'ensemble des opérations d'entretien préventif et intervient sur les équipements (mécaniques, Electromécaniques et hydrauliques).

La maintenance est confiée à deux équipes spécialisées :

- Une équipe chargée de la station elle-même ;
- Une équipe chargée des stations de relevages.

IX.2.3.Laboratoire

Le laboratoire a pour mission principale le contrôle de la qualité des eaux à l'entrée et à la sortie (avant et après l'épuration). Il effectue l'ensemble des analyses nécessaires au contrôle et à la régulation du processus d'épuration.

IX.3.Moyens matériels

Pour l'exploitation, la station doit disposer d'une hydrocureuse, d'un matériel roulant et d'un outillage spécifique.

Pour la maintenance, la station est dotée d'un outillage spécifique qui permettra d'intervenir sur les différents équipements.

Le laboratoire doit être équipé principalement du matériel ci-après désigné : **(DRE DE BORDJ BOU ARRERIDJ, 2014)**

- | | |
|------------------------------|-----------------------------|
| - 01 Incubateur | - 01 Conductimètre |
| - 01 Etuve de séchage | - 01 Four à moufle |
| - 01 Réfrigérateur | - 01 Appareil digesdahl |
| - 01 DBO mètre | - 01 Lot de verrerie |
| - 01 DCO mètre | - 01 Centrifugeuse |
| - 01 Spectrophotomètre. | - 01 Dessiccateur |
| - 01 Microscope électronique | - 01 Balance de précision |
| - 01 Oxymètre | - 01 Distillateur |
| - 01 pH mètre | - 01 Disque blanc de Secchi |

IX.4.Organigramme

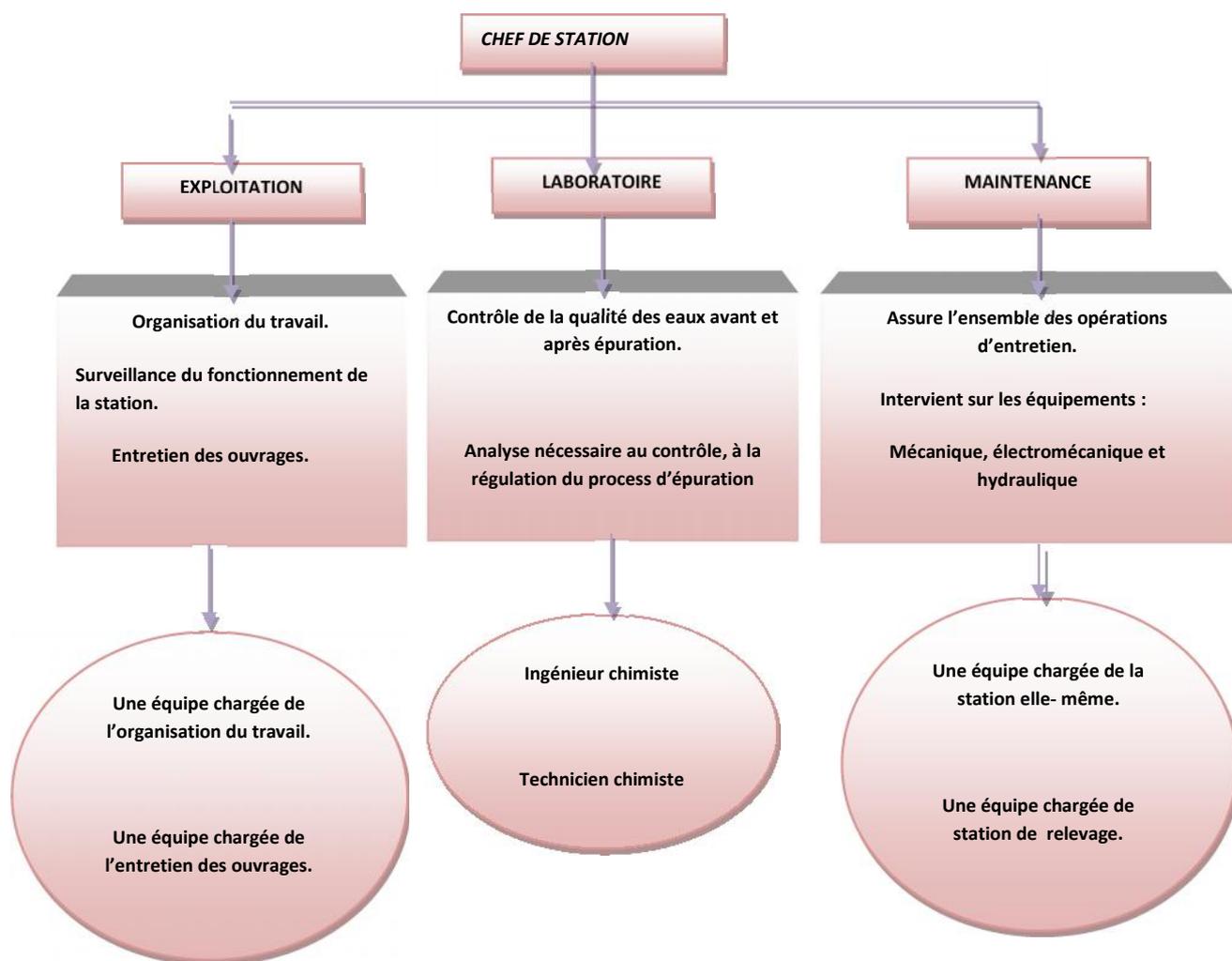


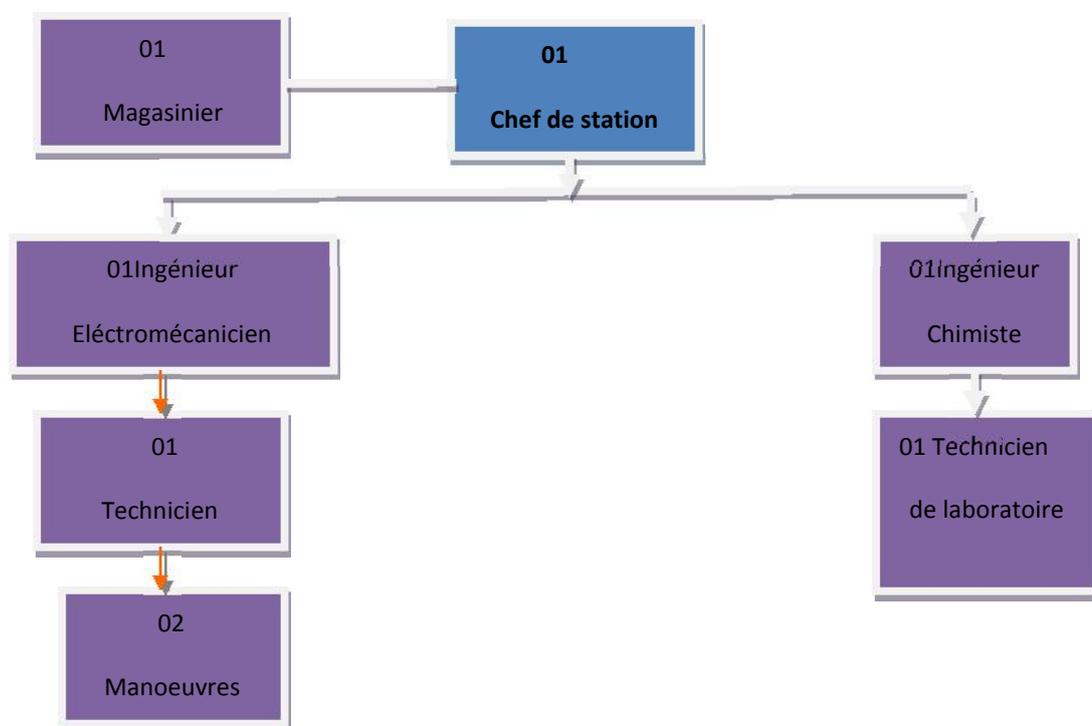
Figure IX.1 : Les 3 fonctions principales de la gestion et la surveillance de la future station d'épuration

Le personnel chargé de gérer la station peut être composé de :

- ✓ (01) chef de station ;
- ✓ (01) Ingénieur électromécanicien ;
- ✓ (02) Techniciens (laboratoire + Equipements électromécaniques) ;
- ✓ (01) Manœuvre ;
- ✓ (01) Ingénieur chimiste (Process) ;
- ✓ (01) Ingénieur Process ;
- ✓ (0K81) Manœuvre ;
- ✓ (01) Magasinier ;
- ✓ (02) chauffeurs (léger et lourd) ;
- ✓ (03) gardiens (jour et nuit).

Source : (DRE DE BORDJ BOU ARRERIDJ, 2014).

IX.5. Organigramme des moyens humains



Source : (DRE DE BORDJ BOU ARRERIDJ, 20014).

Figure IX.2: les personnels chargé de gérer la station

IX.6. Les paramètres à mesurer et à contrôler dans la station

Un certain nombre de mesures et de contrôles entrant dans le cadre de l'exploitation et la gestion de la station doivent être effectués, dont les principaux sont :

- Mesure de débit
- Mesure de pH et de la température,
- Mesure de la demande chimique en oxygène (DCO)
- Mesure de la demande biologique en oxygène (DBO₅)
- Mesure de la quantité d'oxygène dissous
- Mesure de la quantité de la quantité des sels nutritifs (azote et phosphore)
- Recherche des substances toxiques
- Temps de marche journalier des principales machines tournantes (pompes, aérateurs).
- Mesure concernant les boues : Pour obtenir un réglage adéquat de la station d'épuration, on doit jouer essentiellement sur :
 - Le taux de recirculation des boues.
 - Le taux d'aération.

Pour régler ces paramètres on aura besoin de savoir :

- La teneur en oxygène dans le bassin d'aération
- Le pourcentage de boues dans le bassin d'aération

- La teneur des MVS dans le bassin d'aération

En fonction des résultats de ces mesures, on fait varier le débit de recirculation, la durée d'aération et le débit de boues en excès jusqu'à savoir une valeur optimale de 4g MVS / l.

Si :

- $MVS > 4g/l$ on augmente le temps de recirculation et la durée d'aération.
- $MVS < 4g/l$ on diminue le temps de recirculation et la durée d'aération.

IX.7. Contrôle de fonctionnement

- Les ouvrages métalliques doivent être repeints en moyenne tous les cinq ans afin de les protéger contre la corrosion.
- Les ouvrages en béton doivent être régulièrement inspectés. Les vérifications doivent porter sur l'étanchéité, la détection des fissures, les ruptures des joints de dilatation.
- Il faut lubrifier et graisser régulièrement tous les équipements mécaniques et électromécaniques et veiller à leur fonctionnement.
- Pour les équipements immergés, une vidange une fois par ans des ouvrages où ils sont disposés est nécessaire pour leur entretien.
- Les équipements d'aération doivent être également inspectés régulièrement en nettoyant les orifices de diffusion de l'air.

Ce qui nous mène à exiger une attention distinctive afin d'assurer de façon continue l'épuration conforme des effluents. Elle doit s'exercer à plusieurs niveaux :

IX.7.1. Contrôle journalier

- le test de décantation et de turbidité.
- les odeurs.
- les couleurs des boues.
- le manque d'oxygène se fait sentir par une odeur désagréable, et une couleur de boue grise noire.

Remarque

Chaque contrôle journalier, doit toujours être fait à la même heure pour être représentatif.

IX.7.2. Contrôles périodiques

Le but essentiel de ces contrôles est d'attribuer aux résultats détenus préalablement des solutions fiables et d'apporter au maître de l'ouvrage les conseils nécessaires à une bonne exploitation en proposant toutes les améliorations ou rectifications qui s'imposent.

Les investigations complémentaires qu'il est souhaitable de mener dans le cadre de ces visites sont :

- une mesure de l'oxygène dans le bassin d'aération.
- une analyse des boues prélevées dans le bassin d'aération après un fonctionnement de 15 à 20 mn des aérateurs, ayant pour objet de déterminer (la décantabilité, la teneur en MES, la teneur en MVS).

- une analyse de l'effluent épuré sur un prélèvement instantané, considérant que la quantité de l'effluent épuré varie généralement très peu dans une journée sur une station d'épuration.
- une visite bilan au moins une fois par an qui consistera à effectuer un diagnostic complet du fonctionnement de la station, en effectuant notamment des analyses sur l'effluent reçu par la station en 24h à partir de prélèvements, visant à déterminer les mêmes paramètres en fonction du débit.

IX.8. Entretien des ouvrages

IX.8.1. Les pré-traitements

Le bon fonctionnement des ouvrages constituant les pré-traitements est important quelle que soit la taille de la station. Leur défaillance a une incidence négative sur le rendement épuratoire global. Même si ces équipements ont des rendements modestes en termes d'abattement de pollution, ils ont une fonction majeure de protection des équipements situés en aval.

En règle générale, les principales recommandations sont la limitation des temps de séjour de l'eau dans les ouvrages et l'extraction rapide des refus de traitement.

IX.8.1.1. Le dégrilleur

Le dégrilleur est un ouvrage métallique qui doit être protégé au moyen d'un vernis anti-rouille

- Les déchets seront évacués quotidiennement, le nettoyage des parois des grilles se fait par un jet d'eau et l'enlèvement des matières adhérentes putrescibles par les râtaux.
- Noter les quantités de refus journalier.
- vérifier le niveau d'huile et de graisse des chaînes d'entraînement.
- vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement électromécanique de l'installation.

IX.8.1.2. Déssableur-déshuileur

- Vérifier quotidiennement le niveau du sable dans les puisards en cas où celui-ci dépasse le niveau maximal du seuil, on actionnera alors le pont roulant en mettant en route les pompes « Air lift » ;
- Les sables extraites seront alors stockés dans la cunette centrale, l'extraction de ces dernières sera faite manuellement une fois tous les 3 à 4 jours.
- vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement de l'installation.

IX.8.2. Le traitement primaire

La présence d'un décanteur primaire est un facteur favorable au développement des bactéries filamenteuses pour deux raisons principales :

- le faible lestage du floc par diminution de la fraction particulaire ;
- l'état de carence nutritionnelle (carbone).
- aggravée pour les bactéries du floc du bassin d'aération.

Une extraction régulière des boues est nécessaire afin de maintenir un faible volume de boue en fond du décanteur. Le maintien d'une concentration en boue inférieure à 15 g .l⁻¹ permet de limiter le temps de séjour de la boue.

Le décanteur primaire ayant souvent vocation à être une étape de finition des pré-traitements, les flottants devront être évacués régulièrement vers la filière boue et non retournés en tête de station.

En cas de sous-charge de l'installation et dans la mesure du possible, il est fortement souhaitable de by-passer cet ouvrage. Dans ce cas, il est important de veiller au bon fonctionnement des étapes du pré-traitement et de maîtriser l'aération dans le bassin d'aération.

IX.8.3.Bassin d'aération

Les éléments majeurs à maîtriser au niveau de ce bassin sont : les conditions d'aération et de brassage, le mode d'admission et de circulation de l'eau usée dans l'ouvrage et la bonne gestion de la concentration en boues dans l'ouvrage. En effet, il s'agit de :

- contrôler et intervenir pour tous les équipements d'aération.
- Vérifier et entretenir les procédures automatiques de démarrage et d'arrêt des aérateurs.
- Noter les paramètres de fonctionnement (débit et oxygène).
- Mesurer et noter quotidiennement la charge en DBO₅ entrante, et la concentration des boues dans le bassin.

IX.8.4.Clarification

- retenir un maximum de particules en suspension (clarification) ;
- Maintenir le clarificateur en état de propreté.
- Vérifier tous les six mois le bon fonctionnement des dispositifs de pompes des écumes.
- Analyser l'eau après clarification (DBO, DCO, MES).
- utilisés Les réactifs pour la désinfection doivent être stockés dans des endroits isolés et secs afin de conserver leurs efficacités.
- Vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôle et entretien des structures immergées.

IX.8.5.Désinfection des eaux épurées

- Maintenir le poste en état de propreté.
- Respecter les procédures de mise en marche et d'arrêt des installations fournies par les constructeurs.
- Faire fonctionner régulièrement le circuit de secours de chloration.
- Ne jamais utiliser l'eau dans les circuits véhiculant du chlore.
- Au cours de toute intervention dans les locaux de stockage et dosage, respecter les consignes de sécurité.

IX.8.6.Epaississeur

- Maintenir quotidiennement le poste en état de propreté.
- Mesurer quotidiennement la hauteur du voile de boue, le garde boue ne doit pas être inférieur à 2m.

- Contrôler et noter chaque jour le pH des eaux surversées et des boues épaissies.
- Relever les volumes des boues soutirées des épaisseurs.
- Vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôler les structures immergées.

IX.8.7.Lits de séchage

- Préalablement à l'épandage des boues liquides, le lit de sable devra être soigneusement désherbé et ratissé afin de détasser la masse filtrante et la régulariser.
- Les quantités de boues à admettre sur les lits de séchage ne devront pas dépasser une épaisseur de 40cm.
- Après deux à trois utilisations du lit, la couche superficielle est renouvelée par un sable propre.
- Tous les deux ans, il faut changer les lits de séchages (les lits seront refais complètement, les drains seront colmatés ou brisés).
- Entre deux épandages de boues, le lit pourra être protégé par un film plastique destiné à éviter la prolifération de la végétation et le tassement des matériaux filtrants par les précipitations.

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 rendements épuratoires satisfaisants et conformes aux normes exigées par le constructeur et assure également la pérennité des ouvrages composant la station.

Conclusion générale

La station d'épuration est un outil fondamental pour d'une part la protection des milieux aquatiques naturels contre les nuisances provoquées par les matières polluantes charriées par les eaux usées et d'autre part pour la valorisation et la réutilisation de cette ressource en agriculture.

Dans cette optique, l'objectif de notre travail est la conception d'une station d'épuration par boues activées pour traiter les eaux usées des deux villes Ain Taghrout et Bir Kasd Ali.

Le choix d'un tel procédé biologique d'épuration est justifié par les nombreux avantages que la technique par boues activées présente et notamment par le fait que ce procédé d'épuration des eaux usées est le plus répandu dans le monde et en Algérie.

Il est important de préciser que la zone d'étude est marquée par l'absence des usines industrielles. Ainsi, les eaux usées à épurer se prêtent bien à un traitement biologique par boues activées.

Dans notre travail, deux variantes ont été étudiées à savoir :

- A faible charge, car les charges polluantes enregistrées actuellement
- A moyenne charge, si on tient compte du fait que les villes de Ain Taghrout et Bir Kasd Ali seront aménagées et bénéficieront d'une extension assez importante qui va engendrer sans doute, des charges polluantes supplémentaires.

Le choix entre les deux variantes dépend de la taille de l'agglomération étudiée, l'impact sur l'environnement et des coûts en investissement et en fonctionnement.

Dans ce cadre, nous avons opté pour le procédé d'épuration à boues activées à faible charge car il assure une meilleure qualité de l'effluent rejeté avec de bons rendements épuratoires dépassant les 90%, des boues bien stabilisées ne nécessitant pas un traitement poussé d'où une réduction des frais d'exploitation mais aussi à cause de la taille de l'agglomération (33500 Eq-hab en 2035).

En effet, le processus à faible charge est surtout utilisé pour des collectivités de petites tailles.

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

- Abdelkader, GAÏD (1984)** , Epuration biologique des eaux usées urbaines, tome 1 et 2, OPU, Alger
- ABIDI SAAD NOUH**, MEF : conception de la station d'épuration de la ville d ELBAYADH, ENSH, promotion 2006-2007
- AKROUR Zehira et AOUDAD Sonia**, étude des performances et des procédés d'un système d'épuration en vue de la réalisation d'une STEP cas de sous bassin versant Mechtras. MFE (ingénieur) U.M.M.T.O promotion 2005/2006.
- AMORCE, Boues** de station d'épuration : techniques de traitement, valorisation et élimination, série technique, 2012-36p.
- BADRA. B., ESSADIA. R**, Rapport : « L'eau et l'assainissement en France », Université de Versailles, St Quentin en Yvelines, 2012/2013, 28 p.
- BOURABAH**, conception de la station d'épuration de la ville de KHEMIS MILIANA, ENSH, promotion 2007-2008
- Commission Européenne, Guide**, « Procédés extensifs d'épuration des eaux usées », Office des publications officielles des Communautés européennes, 2001, 41 p.
- DEGREMONT**, Mémento technique de l'eau : T. 1.- 10e ed.- Paris : Degrémont, 2005.- 785p
- Duchene, P**, les systèmes de traitement des boues des stations d'épuration des petites collectivités.- Paris : Lavoisier, 1991.-88p.
- E. Edeline**, L'épuration biologique des eaux : théorie et technologie des reacteurs –Paris : lavoisier-Tec &Doc, 1996.- 303p.
- ETIENNE PAUL**, Dimensionnement d'une station d'épuration capacité nominale 130000 EH BEZIERS. INSA. TOULOUSE. FRANCE
- Groupe scientifique sur l'eau**, Fiche « Turbidité », Institut national de santé publique du Québec, Juin 2003, 6 p
- HADJRABAH Mansour**, MEF : Contribution à l'étude de traitabilité de la station d'épuration de Réghaia. Promoteur Mr M.NAKIB 2004/2005 (ENP)
- Houot S et al**, Qualité des composts issus de déchets ménagers : apport du site Qualiagro, 2012.
- HOULI S**, thèse : étude des performances épuratoires de la station d'épuration de Béni Merad W. Blida-octobre 1990
- Institut Bruxellois pour la Gestion de l'Environnement** / Observatoire des Données de l'Environnement, Fiche n°2 « Qualité physico-chimique et chimique des eaux de surface: cadre général», Novembre 2005, 16 p.
- JEAN RODIER**, l'analyse de l'eau, eaux naturelles, l'eau résiduaires, eau de mer, DUNO, 8^{ème} édition, Paris, 1996)
- LAMOUREUX. F**, « Simulation d'une station de traitement des eaux usées par biofiltration : le cas de Seine-Centre », mémoire d'ingénieur, Université Laval Québec Canada, juin 2007, 91 p.
- MARC SATIN, BECHIR SELMI**, Guide technique de l'assainissement.-3e ed.- Paris : Moniteur, 1999.- 726p.
- M.CARLIER**, Hydraulique générale et appliquée : Edition EYROLLS 1986

MEZHOUD Ali, MEF : conception d'une station d'épuration pour la ville de haizer (w.bouira) ENSH, promotion 2008-2009 promotrice Mme. S. HOULI.

Office international de l'eau, conception / dimensionnement : Les prétraitements.- disponible sur : DFE/CNFME/L:\utilisât\JP\F07\Doc pédago\Les prétraitements.doc\05/04/2005

Office international de l'eau, conception / dimensionnement : Le traitement par boues activées.- disponible sur : DFE/CNFME/L:\utilisât\JP\F07\DOCPDA~1\Traitement par boues activées RP F7.doc\05/04/2005

Office international de l'eau, conception / dimensionnement : Le traitement par boues activées.- disponible sur : DFE/CNFME/L:\utilisât\JP\F07\DOCPDA~1\Traitement par boues activées RP F7.doc\05/04/2005

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

V. Pierzo et J.-M. Delattre, Agence de l'Eau Artois-Picardie Commande no 99030, etat de l'art sur l'efficacite des traitements tertiaires de desinfection des eaux residuaires, mars 2000.

W.Eckenfelder, Gestion des eaux usées urbaines et industrielles : caractérisation-techniques d'épuration- Aspects économiques.-Paris : technique et documentation, Lavoisier, 1982.- 503p

Samuel BAUMONT, stagiaire, École nationale supérieure agronomique de Toulouse (ENSAT, 1996).

Site consultés

AQUAWAL, « Pollution de l'eau », tiré de www.aquawal.be/xml/liste-IDC-109-.html, consulté le 25 Mars 2014.

Fondation de l'eau potable sûre, « La pollution de l'eau », tiré de www.safewater.org/PDFS/resourcesknowthefacts/pollution+eau.pdf, consulté le 25 Mars 2014.

RIAD BENCHOUCHA, 21 octobre 2011 : cytologie, Première année de médecine

Nom, prenom.- titre [site web]. Disponible sur : < www.aquawal.be/xml/liste-IDC-109-.html >. Consulté le : 25 Mars 2014.

SYPREA. Le recyclage agricole : enjeux, contraintes et avenir juillet 1997.

http://www.gedo.fr/fiche_con_seuil/trait_eau/trait_physico.htm.

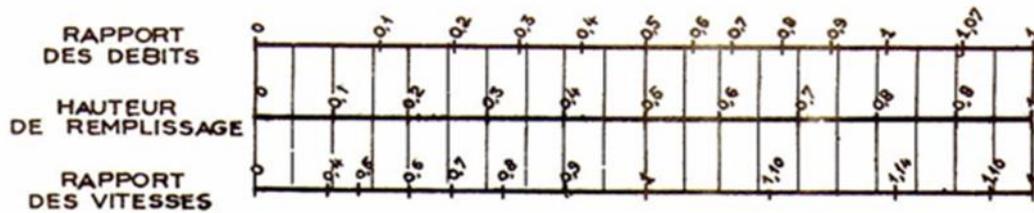
Annexes

ANNEXE 1

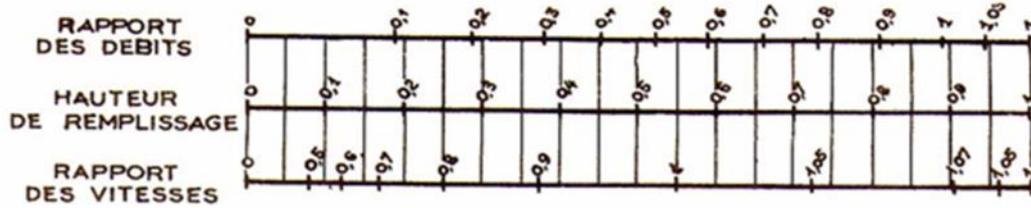
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires

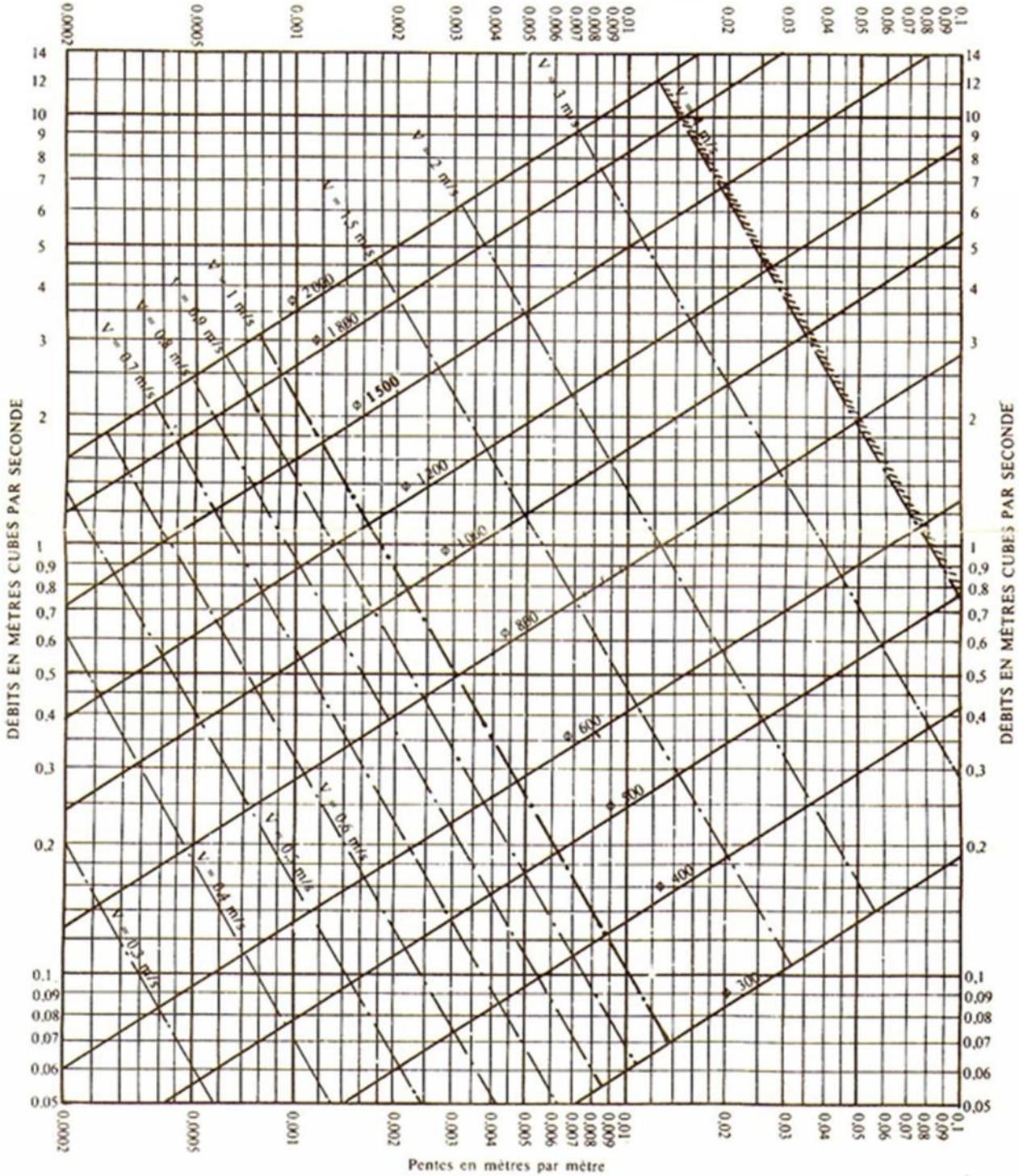


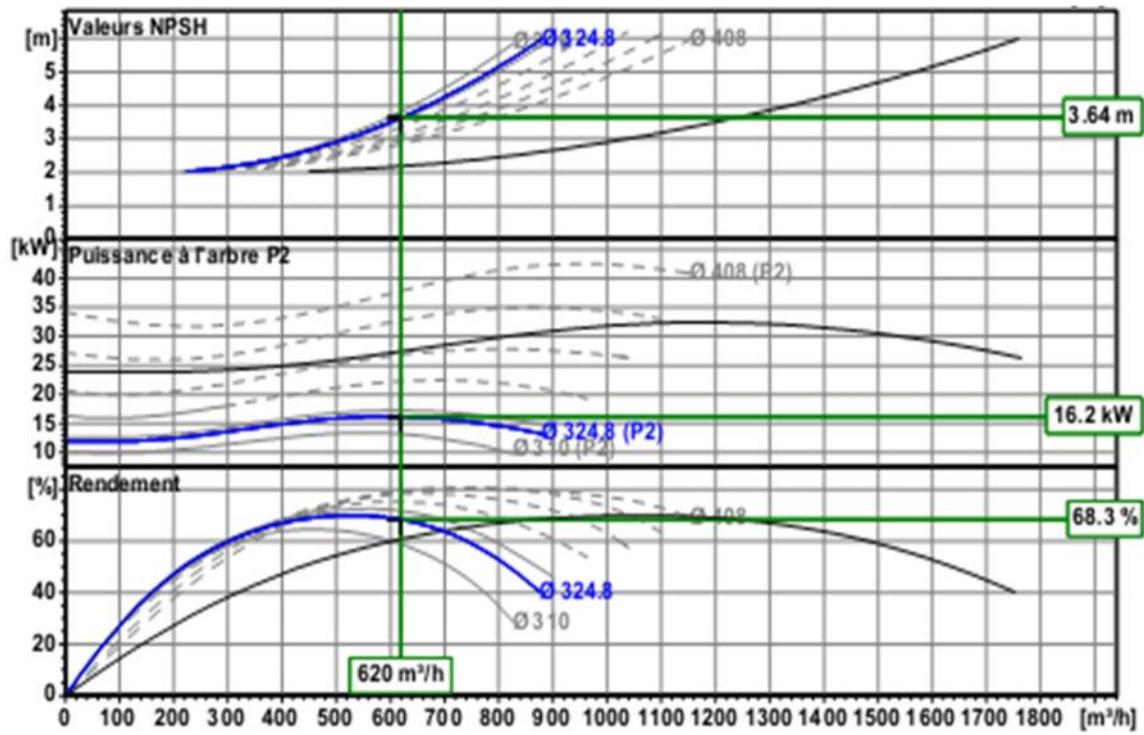
b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux $3/10$, 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

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations circulaires – Formule de Bazin)





Courbe caractéristique de la pompe choisie

ANNEXE 2

Feuille de données

Type de pompes

Amarex KRT K 250-401/206XG-S

Caractéristiques techniques

Débit	620	m ³ /h	Fluide
Hauteur mano.	6.61	m	Densité 0.99819 kg/dm ³ Viscosité 1.0004 mm ² /s ⁻¹
Vitesse de fonctionnement	960	1/min	Température 20 °C
Puissance absorbée	16.2	kW	
Rendement	68.3	%	
NPSH requis de la pompe	3.64	m	
Hauteur manométrique H(Q=0)	14	m	
Plage d'utilisation	Hauteur mano.		Débit
	De	m	m ³ /h
	A	m	m ³ /h

Type de construction

Constructeur	KSB	Type de roue	Roues multicanales
Type de construction	Pompe submersible		Fermé
Gamme	Amarex KRT K 250-	Diamètre de roue	325 mm Maxi. 408 mm
Taille	401		Min. 310 mm 105 mm
Nombre d'étages	1		
Numéro de courbe	K42501/1	Passage libre	
Paliers	Paliers à roulement		
Nombre de paliers	2		
Lubrification	Lubrification à la graisse, lubrifié à vie		
Tubulure d'aspiration	Pression nom.	—	
Diamètre nom. de conduite DN 250	Normalisé —		
Tubulure de refoulement	Pression nom.	PN 10	
	Diamètre nom. de conduite DN 250	Normalisé EN 1092-2	
Tubulure d'aspiration : pompe, tubulure de refoulement : coude à bride			

Matériaux

Carter de pompe	Fonte grise EN-JL1040
Couvercle de pression	Fonte grise EN-JL1040
Roue Arbre	Fonte grise EN-JL1040
Support de palier	Acier inoxydable EN-1.4021+QT800
Carter moteur Vis, écrous	Fonte grise EN-JL1040
	Fonte grise EN-JL1040
	Acier inoxydable EN-1.4571 (A4)
Douille protection arbre Bague à fente	
Bague à bille Anneaux toriques	Fonte grise EN-JL1030
	Caoutchouc nitrile