

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 URBAIN

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: Assainissement

THEME:

**CONCEPTION DE LA STATION D'EPURATION DE LA VILLE
D'EL BAYADH (W.EL BAYADH)**

Présenté par :

Mr BOURNANE MEHDI

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
M ^{me} MEDDI Hind	M.C.B	Présidente
M ^r DERNOUNI Youcef	M.A.A	Examineur
M ^{me} HOULI Samia	M.A.A	Examinatrice
M ^r BOUNNAH Younes	M.A.B	Examineur
M ^r TAARABET Mohamed	Ingénieur (APC de Bouinnan)	Invitée
M ^r ZAIBAK ISSAM	M.A.B	Promoteur

Septembre- 2014

RIEMERCIEMENTS

Avant tout, Je remercie Allah qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.

Mes vifs remerciements à mes très chers parents, mes frères et mes soeurs qui m'ont facilité les choses pour accomplir mes études.

Je remercie aussi ma grande famille (oncles, tantes et cousins) en particulier ma grande mère et ma tante taous.

- ❖ Je remercie fortement mon promoteur Mr. ZAIBAK ISSAM de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.
- ❖ je tiens à remercier aussi tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.
- ❖ Mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'évaluer mon travail.



Dédicace

Je dédie ce travail :

*Avant tout à mes chers parents MESSAOUD
et OUIZA, et à ma grande mère (HEPOU) et ma
tante TAOUS, qui m'ont soutenus durant toutes
ces années de formation.*

A mes sœurs, HANANE ET RIADJE.

A mes frères TAREK ET TAHER.

A toute la famille BOURNANE et BEN KACIMI.

*A tous mes amis et mes collègues, et à tous ceux qui me sont
proche*

B.MEHDI

:_____

محطة التصفية على مستوى مدينة البيض ملحة من أجل حماية الصحة العمومية و حماية محيط " البيض " لاستغلال مياه هذا الأخير فــــي سقي الأراضي الفلاحية. في هذا العمل قمنا بدراسة مقارنة بين خيارين لهذه المحطة من أجل انشاء محطة مناسبة لطبيعة المياه المستعملة في هذه المدينة على ضوء خصائص كل خيار و بناء على مزاياه و عيوبه.

Résumé :

La réalisation d'une station d'épuration au niveau de la ville d'El Bayadh est nécessaire afin de protéger la santé publique, ainsi que le milieu récepteur (Oued el bayadh) pour exploiter les eaux de se dernier pour l'irrigation.

En ce présent travail nous avons opté à réaliser une étude comparative entre deux variantes (moyenne et faible charge), pour déduire la meilleure économiquement.

Le choix de cette variante d'épuration et le dimensionnement de ses différents ouvrages de traitement ont été effectués à base des résultats économiques, ainsi que les avantages et les inconvénients de chaque variante.

Abstract:

The realization of a purification station to the level of the city of El Bayadh is necessary in order to protect the public health, as well as the receiving environment (Oued of el bayadh) to exploit the water of this latest for irrigation

In this present work we have opt achieved a comparative survey enters two variants (middle and weak load), to deduct the best economically.

The choice of this purification variant and the dimensionality of his/her/its different works of treatment have been done to basis of the economic results, as well as the advantages and the inconveniences of every variant.

Sommaire

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

Introduction :.....	2
I-1 Localisation géographique de la wilaya d'EL BAYADH :	2
I-2 Situation géographique de la zone d'étude:	2
I-3 Situation climatique :	3
I-4 Situation topographique :	5
I-5 Sismicité :	5
I-6 Situation géologique :	6
I-7 Situation Hydrogéologique :	6
I-8 Hydrographie :.....	6
I-9 Évolution démographique de la population	6
I-10 Situation hydraulique :	7
Conclusion :	9

Chapitre II :Origine des eaux usées

Introduction.....	10
II-1-Origine des eaux usées	10
II-1-1-Les eaux usées domestiques	10
II-1-2-Les eaux usées industrielles.....	10
II-1-3-Les eaux usées d'origine agricole	10
II-1-4-Les eaux de ruissellement.....	10
II-1-5-Les eaux parasites.....	11
II-2-La pollution de l'eau	11
II-2-1-Nature des pollutions	11
II-3- Les paramètres de pollution.....	12
II-3-1-Paramètres physiques	13
II-3-2-Les paramètres chimiques.....	15
II-3-3- Les paramètres biologiques.....	17
II-5-Les pollutions rencontrées dans la zone d'étude	19
II-5-1-Pollution agricole	19
II-5-2-Pollution due aux huileries	9
II-5-3-Pollution due aux stations de lavage - graissage	20
Conclusion	20

Chapitre III : Analyse des eaux usées

Introduction.....	21
III-1-Analyse des rejets.....	21
III-1-1-L'échantillonnage.....	21
III-1-2-Précautions à prendre durant les prélèvements.....	21
III-1-3-Identification du point de prélèvement.....	21
III-1-4-Paramètres analysés.....	21
III-2-Résultats de l'échantillonnage.....	22
III-3-Conclusion de l'analyse des eaux.....	23
III-4-Estimation des charges hydrauliques et charges polluantes.....	23
III-4-1-Les charges hydrauliques.....	23
III-4-2-Les charges polluantes.....	25
Conclusion.....	28

Chapitre IV- : les procédés d'épuration

Introduction :.....	29
IV-1-Prétraitements physiques :.....	30
IV-1-1-Dégrillage :.....	30
IV-1-2-Tamissage :.....	30
IV-1-3-Dessablage :.....	30
IV-1-4-Dégraissage-déshuilage :.....	30
IV-2-Traitements primaires :.....	30
IV-3-Traitements secondaires :.....	31
IV-3-1-Traitement physico-chimique :.....	31
IV-4- Procédé d'épuration biologique :.....	33
IV-4-1)- Introduction :.....	33
IV-4-2)- Epannage.....	33
IV-4-3)- Les lits bactériens:.....	34
IV-4-4). Les disques biologiques :.....	36
IV-4-5). Lagunage :.....	38
IV-4-6). Boues activées :.....	41
Conclusion.....	43

Chapitre V : procédés d'épuration par boue activée

Introduction :.....	44
V-1-Composants d'une unité biologique :.....	44
V-2-Classement des procédés par boues activées :	44
V-2-1)- Choix du procédé d'épuration :.....	46
V-2-2)- Description Des Ouvrages	47
V-2-3)- Théorie de l'épuration par boue activée :.....	51
V-3- Paramètres influençant le processus épuratoire :	53
V-3-1) -Avantages et inconvénients:	54
Conclusion :	54

Chapitre VI : dimensionnement des ouvrages de la station

Introduction	55
VI-1-Ouvrages de la station d'épuration	55
VI-2-Les prétraitements.....	55
VI-2-1-Le dégrillage	55
VI-2-2-Dessablage déshuilage	58
VI-3-Traitement primaire.....	61
VI-4-Le traitement secondaire.....	63
VI-4-1-Variante à faible charge.....	63
VI-5-Le traitement tertiaire (la désinfection)	82
VI-6-Traitement des boues	84
VI-6-1-Variante à faible charge.....	84
VI-6-2-Variante à moyenne charge	86
Conclusion	90

Chapitre VII : Etude économique

Introduction.....	91
VII.1.Coûtde la variante à moyenne charge :	91
VII.1.1Coût d'investissement :	91
VII.1.2. Coût de fonctionnement	94
VII.1.3. Le coût d'amortissement	94
VII.1.4.Le coût total de la station	94
VII.1.5.Le coût de m3 d'eau épurée	94
VII.2.Coûtde la variante à faible charge	96
Conclusion	96

Chapitre VIII :calcul hydraulique

Introduction :	97
VIII.1.Déversoir d'orage :	97
VIII.1.1.Dimensionnement du déversoir d'orage :	97
VIII.2.Profil hydraulique :	98
VIII.2.1Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages :	99
VIII.2.2. Calculs des cotes piézométriques des différents ouvrages :	100
VIII.2.3.Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages et les cotes piézométriques	100
Conclusion	103

Chapitre IX : Gestion et exploitation

Introduction :	104
IX-1-Mesures et contrôles effectués au niveau de la station d'épuration :	104
IX-2-Contrôle de fonctionnement:	105
IX-2-1-Contrôle journalier :	105
IX-2-2-Contrôles périodiques :	106
IX-3-Entretien des ouvrages :	106
IX-3-1-Le dégrilleur :	106
IX-3-2-Déssableur-déshuileur :	106
IX-3-3-Bassin d'aération :	107
IX-3-4-Clarification :	107
IX-3-5-Désinfection des eaux épurées :	107

IX-3-6-Lits de séchage :.....	107
IX-3-7-Epaississeur :.....	108
Conclusion	108

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

Tableau I-1 : Répartition moyenne mensuelle des précipitations pour l'année 2011 :.....	4
Tableau I-2: Répartition de la température pour l'année 2011.....	4
Tableau I-3: Les valeurs moyennes mensuelles de l'évaporation.....	4
Tableau I-4: Evolution de la population.....	7
Tableau I-5 : Les caractéristiques du réseau.....	8

Chapitre II : Origine des eaux usées

Tableau II.1: Relation entre la conductivité et la minéralisation	15
Tableau II.2: Coefficient de biodégradabilité.....	15
Tableau II.3: Valeurs limites maximales des paramètres de rejets.....	18
Tableau II.4: Valeurs limites maximales des paramètres de rejets (suite).	19

Chapitre III : Analyse des eaux usées

Tableau III.1: Les principaux paramètres examinés.	21
Tableau III.2 : Résultats d'analyse des échantillons prélevés.....	22
Tableau III.3 : Normes de pollution des eaux usées résiduaires urbaines.....	22
Tableau III.4: Calcul du débit d'eau usée total.	24
Tableau III.5 : Les charges hydrauliques.	25
Tableau III.6 : Les charges polluantes.....	26
Tableau III.7 : Récapitulatif de la composition des eaux usées aux horizons 2027 et 2042....	27

Chapitre V : procédés d'épuration par boue activée

Tableau V.1 : classement des procédés par boues activées.....	45
Tableau. V.2 : Avantages et inconvénients des différents procédés :	46

Chapitre VI : dimensionnement des ouvrages de la station

Tableau VI-1: Espacement et épaisseur des barreaux.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI.2 : les valeurs de	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI.3: Dimensions des grilles.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI.4: Dimensions du déssableur-déshuileur.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI.5 : Valeurs de Vlimite.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI.6: Dimensions du décanteur primaire pour les deux horizons.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI.7 : Résultats de calcul du bassin d'aération et du clarificateur (2027 et 2042)	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI.7 : Résultats de calcul du bassin d'aération et du clarificateur (2027 et 2042). (Suite)	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI.8: Résultats de calcul du bassin d'aération et du clarificateur pour les deux horizons 2027 et 2042.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI.8: Résultats de calcul du bassin d'aération et du clarificateur pour les deux horizons 2027 et 2042.(suite)	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI.9 : Dimensions du bassin de désinfection.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI.10: Dimensionnement de l'épaississeur et lit de séchage (2027 et 2042).	Erreur ! Signet non défini.
Tableau VI.11: Dimensions de l'épaississeur, stabilisateur aérobie et lit de séchage.	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre VII : Etude économique

Tableau VII.1.Le coût de terrassement de chaque ouvrage	92
Tableau VII.2. Le coût du béton armé de chaque ouvrage	93
Tableau VII.3.Résultats de la variante à moyenne charge	95

Chapitre VIII : calcul hydraulique

Tableau VIII.1: Cotes moyennes du terrain naturel d'implantation des différents ouvrages.....	99
Tableau VIII.2 :Longueurs réelles des conduites entre les ouvrages de la STEP....	100
Tableau VIII.3 : récapitulatif des différentes cotes des ouvrages de la STEP.....	103

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

Figure I-1: Localisation géographique de la wilaya d'EL BAYADH.....	3
Figure I.2.Evolution de la population.....	7

Chapitre IV : les procédés d'épuration des eaux usées

Figure IV.1- Chaîne de traitement d'une eau usée.....	29
Figure IV.2 : Traitement physico-chimique.....	32
Figure IV.3: Lit bactérien.....	35
Figure IV.4 : Le disque biologique.....	37
Figure IV.5 : lagunage naturel.....	39
Figure IV.6 : système d'épuration par lagunes aérées [6].....	40
Figure IV.7: Schéma Du Principe De L'épuration Par Boues Activées.....	42

Chapitre V : procédés d'épuration par boue activée

FigureV 1:schéma d'une station de traitement par boues activées[18].....	44
FigureV.2 : deux dérailleurs automatiques de la STEP de la villeTLEMCEN.....	48
Figure V.3 :désableur- déshuileur de la STEP de TLEMCEN.....	49
FigureV.4 décanteur secondaire (clarificateur) de la STEP de TLEMCEN.....	50

Liste des planches

Planche 1 : plan de la situation de l'implantation de la station d'épuration de la ville d'el bayadh de (W .EL BAYADH);

Planche 2: Vue en plan de la station d'épuration de ville d'el bayadh (W. EL BAYADU);

Planche 3: Profil hydraulique de la station d'épuration de la ville d'el bayadh (W. EL BAYADH);

Planche 4: Ouvrages de traitement des eaux;

Planche 5: Ouvrages de traitement des boues.

Introduction générale

L'eau usée est un milieu très chargé en matières polluantes pernicieuses aussi bien au milieu récepteur qu'aux être vivants. Pour obvier à cette pollution funeste l'eau usée doit subir une épuration avant son rejet ou réutilisation. Le développement de l'humanité est de plus en plus freiné par la pollution croissante de l'eau. La contamination des lacs et des rivières est un des problèmes de pollution de l'eau que l'on rencontre le plus fréquemment dans le monde, d'où la nécessité de traiter les eaux usées avant de les rejeter dans les milieux naturels.

Actuellement, le rejet des eaux usées de la commune d'El bayadh se déverse directement dans Oued d'el bayadh sans aucun traitement préalable.

L'objectif principal de l'étude du système d'épuration des eaux usées de la ville d'El Bayadh consiste à protéger les eaux du Oued d'el bayadh contre la pollution qui seront ensuite destinées à l'irrigation.

Afin de protéger les eaux de l'Oued d'el bayadh contre la pollution, plusieurs variantes d'étude ont été faites pour but d'orienter les rejets vers d'autres milieux récepteurs, mais sans résultat. C'est à partir de cette vision que nous avons jugé nécessaire et opter à la seule solution qui consiste à l'emplacement d'une station d'épuration en aval de l'agglomération urbaine, située juste à l'amont de l'Oued d'el bayadh, pour que toutes les eaux usées de la ville seront cumulées et épurées avant qu'elles soient déversées dans le milieu récepteur.

Le contenu comprendra différentes parties. Nous allons faire une présentation de la zone d'étude (la ville d'El Bayadh).

Puis, on traitera en détail une recherche bibliographique portant sur la pollution des eaux et les différentes techniques d'épuration existantes en mettant en évidence leurs efficacités et on consacra une étude pour la mesure et l'analyse des différents paramètres de la pollution ainsi que le débit entrant.

Ensuite, on fera une étude du dimensionnement de la station d'épuration pour deux horizons 2027 et 2042 puis une étude économique pour choisir notre variante.

En terminant par un calcul hydraulique relatif à cette station.

Introduction :

La présentation de notre zone d'étude est nécessaire pour définir les caractéristiques du site et de connaître les situations géologiques, hydrologiques, démographiques, climatiques et hydrauliques de notre site qui ont pour objectif la conception de la station d'épuration de la wilaya d'El-Bayadh

I-1 Localisation géographique de la wilaya d'EL BAYADH :

Localisée dans la partie nord de l'atlas saharien, El Bayadh est une agglomération de création coloniale ; A cette époque, elle se nommait GERYVILLE. Elle se compose de 22 communes

El Bayadhest située à :

- 200km de Saida
- 250km d'Ain sefra,
- 500 km de Bechar,
- 400 km d'Oran
- plus de 600 km d'Alger.

Elle a des relations aussi privilégiées avec les grandes villes situées dans sa partie orientale (Aflou, Ghardaïa, Tiaret...), (figure 1-1).

I-2 Situation géographique de la zone d'étude:

La ville d'El Bayadh, chef-lieu de la wilaya du même nom, est située à l'intersection de la RN 6A qui la relie à Bougtoub et à la RN6 principale axe Nord Sud au niveau de l'ouest Algérien, et la RN47 la reliant à Ain Sefra Wilaya de Naâma.

La ville se localise dans la partie centrale Atlasique saharienne et entourée d'un ensemble de montagnes parmi lesquelles nous citons Djebels Ksel et Bouderga situés au Nord.

Limites administratives :

La commune d'EL BAYADH est limitée par les communes de :

- ROGASSA est une partie de MEHARA au Nord.
- KRAKDA et GHASSOUL au Sud.
- STITTEN à l'Est et AIN EL ORAK à l'Ouest.

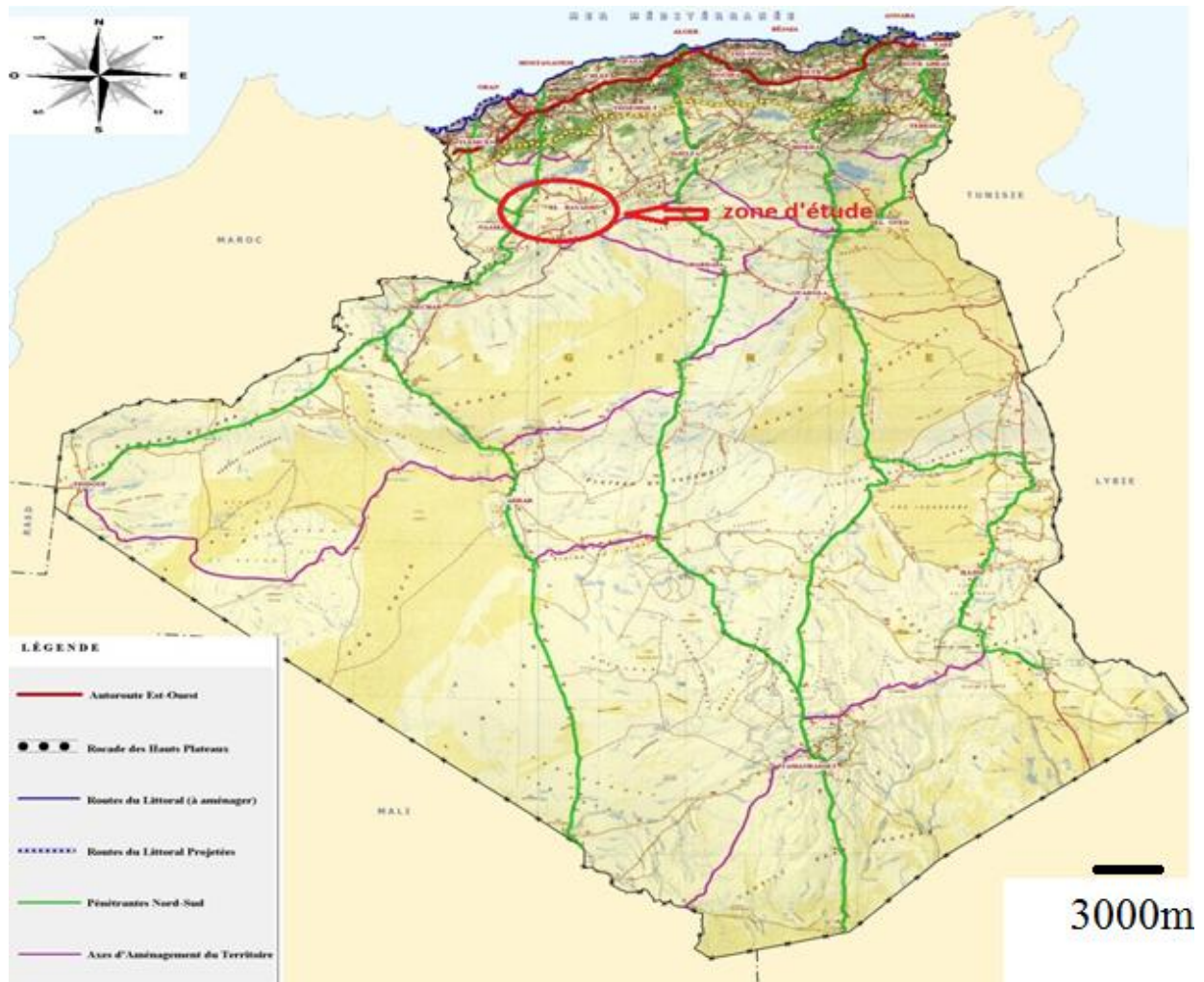


Figure I-1: Localisation géographique de la wilaya d'EL BAYADH.

I-3 Situation climatique :

I-3-1 Climat :

Nous sommes en présence d'un climat à saison thermique froide et chaude, concentrées sur la partie froide de l'année alors que la saison d'été est sèche. La saison froide s'étale du mois d'octobre au mois d'Avril alors que la chaude du mois de Mai au mois septembre.

Les données climatiques de la commune sont issues de la station d'El Bayadh de caractéristiques données par le centre climatologique national de Dar El Beida (Résumé annuel du temps en Algérie).

- Altitude : **1341 m**
- Longitude : **1° 00 E**
- Latitude : **33°40**

I-3-2 Pluviométrie :

L'étude de la précipitation est indispensable. Elle détermine les écoulements des rivières et les apports ainsi que la capacité d'acceptation du milieu récepteur des volumes d'eau usée.

Les valeurs moyennes mensuelles de la pluviométrie sont résumées dans le tableau I-1.

Tableau I-1: Répartition moyenne mensuelle des précipitations pour l'année 2011 :

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Août	Sep	Oct	Nov	Dec
Moyenne mensuelle des Précipitations (mm)	30,4	13,2	20,9	24	10,2	17,3	3,6	11,4	37,7	19,5	12,3	25,9

Source : Centre climatologique national Dar El Beida (Résumé annuel du temps en Algérie).

I-3-3 Températures :

La température moyenne mensuelle maximale à lieu au mois juillet, elle est de l'ordre 27,70C et la température moyenne mensuelle minimale à lieu au mois janvier, elle est de l'ordre 4,7 0C.(Tableau I-2)

Tableau I-2:Répartition de la température pour l'année 2011.

Mois	Jan	Fév.	Mar	Avr.	Mai	Juin	Juill.	Août	Sep	Oct	Nov	Dec
T _{max} (°C)	12,2	10,3	13,8	21,4	23,0	28,2	34,0	34,4	30,7	19,6	13,2	9,6
T _{min} (°C)	1,7	-0,7	3,7	10,1	12,1	15,5	20,9	20,6	17,1	9,1	5,2	3,5
T _{moy} (°C)	6,95	4,8	8,75	15,75	17,55	21,85	27,45	27,5	23,9	14,35	9,2	6,55

Source : Centre climatologique d'El bayadh.

I-3-4 Evaporation :

On remarque que la valeur moyenne mensuelle maximale de l'évaporation est de 512,5 mm ; tandis que la valeur moyenne mensuelle minimale de l'évaporation est de 77,5 mm

Tableau I-3: Les valeurs moyennes mensuelles de l'évaporation.

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Août	Sep	Oct	Nov	Déc
Evaporation (mm)	77,5	100,7	184,1	223,6	374,7	408,1	512,5	479,7	295,3	216,6	135,8	83,1

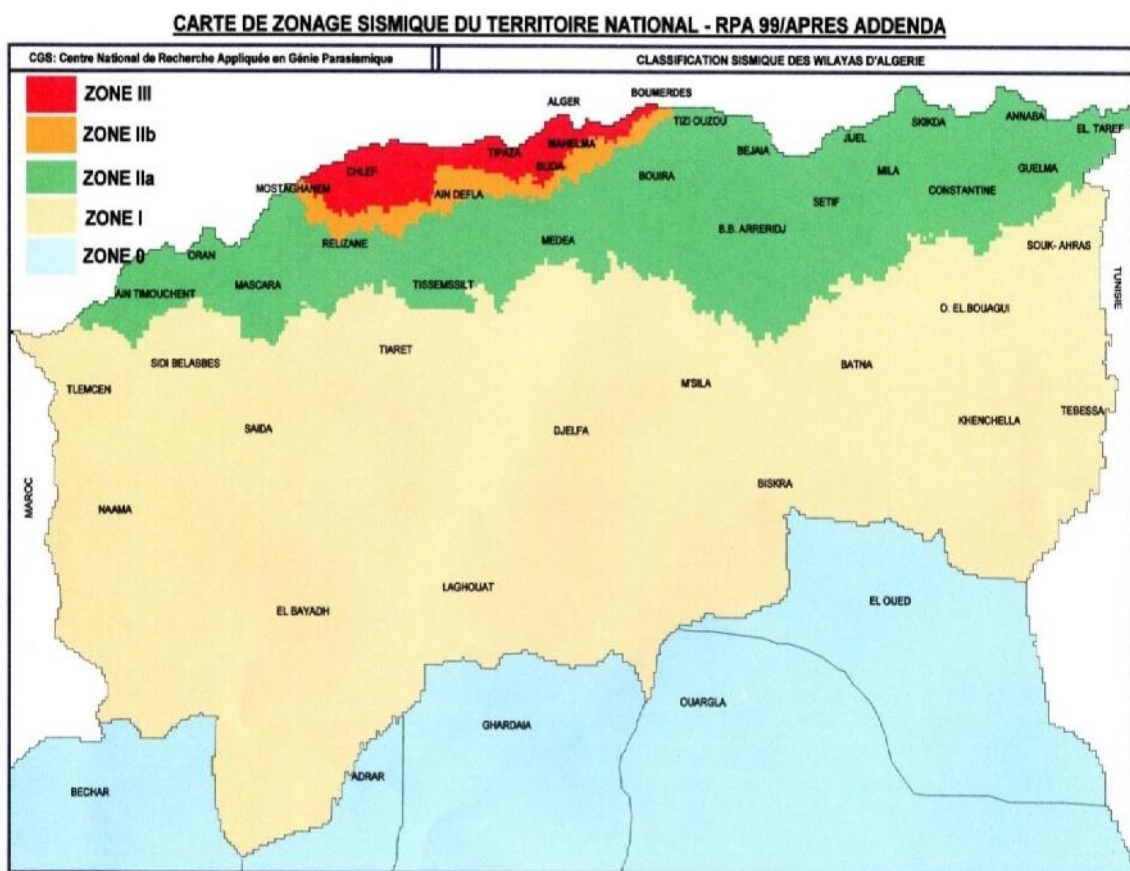
I-4 Situation topographique :

La commune d'el Bayadh se situe dans la partie Atlas centre dont le relief se caractérise par la présence de plusieurs Djebels généralement d'orientation Nord, sud, sud-Ouest, les plus importants Djebels sont : le Ksel, Oustani, Bouderga, Roundjaia et Arif avec des altitudes variant entre 1430m et 2000m.

Le relief entourant la ville est accidenté hormis les terrains situés au Sud-Est et longeant la route d'Aflou et qui sont à priori retenus pour l'extension future.

I-5 Sismicité :

D'après le centre Nationale de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, La commune d'EL BAYADH est classée dans la zone I, (zone de faible sismicité).



I-6 Situation géologique :

La nature géologique de l'assiette d'El Bayadh est constituée d'argile, de grès et des dépôts lacustres, avec des séries de base qui sont souvent constituées de gypse. Les sols sont très épais sur croûte calcaire, bas fond de dayas à sol parfois limoneux et alluvionné plus profonds.

I-7 Situation Hydrogéologique :

Tous les aquifères sont drainés successivement par plusieurs sources qui aboutissent dans l'oued Mérides et dans l'oued El Biodh.

Les principaux aquifères vont successivement du bord du synclinal vers le centre :

- Le kimméridgien moyen gréseux sus-jacent aux A.L.V (capté par le forage F.II).
- Le kimméridgien supérieur gréseux (naissance de l'Ain Mérides inférieure)
- Les terrains sédimentaires ; tertiaire a continental (T.C) et quaternaire (Q).
- Les autres formations comme le kimméridgien moyen marneux à gypse peuvent contenir des horizons aquifères de très faible puissance.

I-8 Hydrographie :

Sachant qu'aucun d'eux ne coule d'une façon permanente, plusieurs cours d'eau traversent le territoire de la commune. Il s'agit de torrents intermittent qui grossissent avec les crues et qui disparaissent pendant la période sèche. Les principaux Oueds se distinguent comme suit :

-Oued EL Biodh : il prend sa source dans le Djebel Ksel et se jette dans le chott et qui traverse l'agglomération chef-lieu dans sa partie(Graba).

-L'Oued Zouireg et Oued Deffa ainsi que d'autres torrents sans noms forment une seule rivière au Ghedirmelaga. Ce courant disparaît aux environs de Rogassa avec l'oued Medroussa. Ces rivières prennent leur source au Djebel Mekter et Zouirga.

I-9 Évolution démographique de la population

Pour l'estimation de la population future de notre commune, nous utilisons la loi des accroissements géométriques donnée par la formule des intérêts composés :

$$P_N = P_0 (1 + T)^N$$

Avec : P_N : Population future à l'horizon 2040 [hab] ;

P_0 : Population de l'année de référence [hab] ;

T : Taux d'accroissement : T=3,83% ;

N : l'écart entre l'année de référence et l'année de l'horizon.

Les estimations de l'évolution de la population pour les différents horizons et les différentes localités sont récapitulées dans le tableau I.4 et la figure I.2.

Tableau I-4:Evolution de la population.

Désignation	Population (nombre d'habitants)						
	2008	2011	2020	2025	2030	2035	2040
EL BAYADH	85493	97471	136704	164967	199072	240229	289894

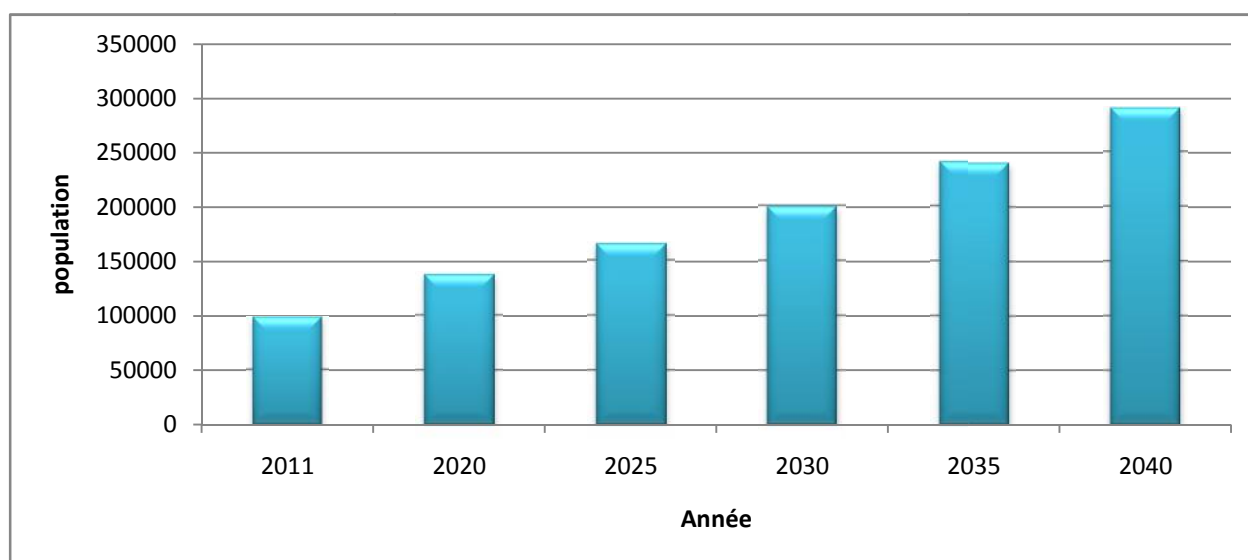


Figure I.2.Evolution de la population.

I-10 Situation hydraulique :

I-10-1 Réseaux d'alimentation en eau potable :

Actuellement la mobilisation des ressources en eau souterraines exploitées par des puits implantés dans l'espace communal.

La ville connaît une alimentation en eau potable irrégulière en période estivale. Ceci peut s'expliquer par le fait que le réseau de distribution d'eau potable doit être rénové totalement.

-Mobilisation de la ressource :

L'évaluation du débit maximal exploité par les 16 puits à l'intérieur du bassin versant s'élève à 352l/seconde en courte durée de pompage (intermittence) de bonnes caractéristiques physico-chimiques de l'eau.

La production d'eau potable s'avère très insuffisante pour les besoins actuels de la population.

-Infrastructures hydrauliques :

Le centre d'El Bayadh dispose d'une capacité de stockage de 14750m³ qui se répartissent en 20 réservoirs.

Elle est desservi par un réseau de distribution en eau potable, posé en totalité dans les quartiers, de nature hétérogène : en acier et en PVC. Il est structuré en type maillé et ramifié. Il est organisé en conduites principales allant de diamètre 80 mm à 400 mm issues des réservoirs de la ville.

Les programmes d'habitats en cours ne sont pas encore raccordés aux réseaux d'AEP existants.

I-10-2 Assainissement :

Le réseau d'assainissement de la ville est de type unitaire, il est composé de collecteurs de différents diamètres, allant de Ø300 jusqu'à Ø1200. Aujourd'hui tous les eaux usées sont acheminés moyennant un collecteur de diamètre 1200mm vers le site de la station d'épuration après l'élimination des rejets que se déversaient dans l'oued principale qui traverse la ville du Sud Est au Nord-Ouest.

-Les caractéristiques du réseau sont données dans le tableau I-5

Tableau I-5 : Les caractéristiques du réseau.

Population Touchée (2008)	Longueurs du réseau (ml)	Diamètre (Mm)	Rejet (ml)	Diamètre (mm)	Raccordement		
					Taux%	Nature des matériaux	Etat
85493	168234	Tous diamètres confondus	17369	Tous diamètres confondus	96	BC +PVC+A C +BA	BON

Source : Direction des ressources en eau de la wilaya d'El Bayadh

La topographie se prête pour assurer des pentes assez importantes afin d'atténuer les difficultés inhérentes au réseau tel que l'auto-curage surtout en absence d'entretien régulier et périodique.

La configuration du terrain permet l'évacuation sans stagnation des eaux de ruissellement exception du quartier Ksar Bel kheira et Hai Anasser lors des crues de l'an 2000(Oued Biodh) à provoquer une détérioration du réseau.

Par ailleurs, le collecteur rejet distant à 3 km au Nord-Ouest sur l'Oued Biodh déverse par les effluents urbains sans traitement préalable.

Cette situation fait que l'environnement est polluée et provoque des maladies de transmission hydrique.

-Evaluation des volumes d'eaux résiduaires:

Sur la base d'un taux de retour à l'égout de 80% du volume en eau consommée, soit le volume d'eaux usées rejetées actuellement dans l'oued est de l'ordre de $10259,106\text{m}^3 / \text{j}$.

Ces eaux urbaines résiduaires nécessitent un traitement biologique avant leur déversement direct dans le milieu naturel. (Direction des Ressources en Eau w. El Bayadh)

Conclusion :

Cette partie nous a permis de collecter les données nécessaires qui serviront de base pour la suite de notre travail. Ces données concernent notre zone d'étude du point de vue topographie, géologie, climatologie, ainsi que la situation hydraulique.

Chapitre II: *Origine et nature des eaux usées.*

Introduction

L'eau est une substance unique parce qu'elle se renouvelle et se nettoie naturellement en permettant aux polluants de s'infiltrer. Cependant, ce processus naturel prend du temps et devient très difficile lorsqu'il y a une quantité importante de polluants qui sont ajoutés à l'eau. La liste des polluants est longue et les signes de pollution de l'eau sont évidents, ceux-ci rendent son utilisation dangereuse et perturbent l'écosystème aquatique. Les eaux polluées, appelées également eaux usées, doivent bénéficier d'un assainissement ou d'une dépollution avant de pouvoir être rejetées dans le milieu naturel afin de protéger ce dernier de la pollution.

II-1-Origine des eaux usées

Toutes les activités humaines, qu'elles soient domestiques, industrielles, artisanales, agricoles... produisent des eaux usées. On distingue trois grandes catégories d'eaux usées : les eaux domestiques, les eaux industrielles, les eaux pluviales et de ruissellement, les eaux d'origine agricole, les eaux parasites.

II-1-1-Les eaux usées domestiques

Les eaux usées domestiques ce sont les eaux de la cuisine, de la salle de bain, et des toilettes des particuliers.

Elles sont particulièrement porteuses de pollution organique. Elles sont composées de graisses, détergents, solvants, de déchets organiques azotés ou encore de différents germes.

II-1-2-Les eaux usées industrielles

Elles sont très différentes des eaux usées domestiques. Leurs caractéristiques varient d'une industrie à l'autre. En plus de matières organiques, azotées ou phosphorées, elles peuvent contenir des produits toxiques, des solvants, des métaux lourds, des micropolluants organiques, des hydrocarbures... Certaines d'entre elles font l'objet d'un prétraitement de la part des industriels avant d'être rejetées dans les réseaux de collecte. Elles ne sont mêlées aux eaux domestiques que lorsqu'elles ne présentent plus de danger pour les réseaux de collecte et ne perturbent pas le fonctionnement des usines de dépollution.

Chapitre II: *Origine et nature des eaux usées.*

II-1-3-Les eaux usées d'origine agricole

Elles proviennent essentiellement des fermes et cultures. Elles se caractérisent par une forte teneur en sels minéraux (azote, phosphore) issues des purins et lisiers d'élevage, ainsi que de l'usage fréquent des pesticides et des engrais solubles lessivés dans les sols agricoles.

Les différents polluants d'origine agricole ne peuvent de ce fait pas être collectés et traités dans une station d'épuration. De ce fait ils atteignent les cours d'eau par ruissellement ou par écoulements souterrains.

II-1-4-Les eaux de ruissellement

Elles peuvent constituer une cause de dégradations importantes des cours d'eau, notamment pendant les périodes orageuses. Les eaux de pluie ne sont pas exemptes de pollutions : au contact de l'air, elles se chargent d'impuretés (fumées industrielles, résidus de pesticides...), puis, en ruisselant, des résidus déposés sur les toits et les chaussées des villes (huiles de vidange, carburants, résidus de pneus, métaux lourds...).

Lorsque le système d'assainissement est dit "unitaire", les eaux pluviales sont mêlées aux eaux usées domestiques

II-1-5-Les eaux parasites

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

Les eaux parasites doivent être mesurées sur le réseau, mais en absence de valeurs

Mesurées, une directive Allemande préconise de prendre un débit d'eau parasite compris entre 0,05 et 0,15 l/s/ha.

On notera aussi qu'une densité moyenne de 100 habitants par hectare, la ration s'établit entre 16 et 47 m³/an/hab.

II-2-La pollution de l'eau

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 aquatique, elle compromet les utilisations de l'eau et l'équilibre du milieu naturel.

Chapitre II: *Origine et nature des eaux usées.*

II-2-1-Nature des pollutions

La pollution des eaux usées se manifeste sous quatre principales formes :

A déplacer à gauche pollution organique.

Pollution minérale.

Pollution microbiologique.

Pollution toxique (minéralorganique).

Chacune de ces formes de pollutions correspond à une modification du milieu récepteur qui se traduit par des conséquences néfastes sur l'individu.

II-2-1-1-La pollution organique

La pollution organique est un type de pollution chimique provoquée par les polluants carbonés, comme la matière organique, les huiles, détergent... Etc.

Dans le cas de la matière organique, les polluants peuvent augmenter la turbidité des eaux et créer un phénomène d'eutrophisation avec une diminution de la quantité d'oxygène dissous. Ces modifications environnementales ont de profondes conséquences sur les populations d'un milieu (disparition d'espèces, prolifération d'autres espèces). [3]

Cette forme de pollution est facilement biodégradable et peut être éliminée naturellement par le cours d'eau. Cependant, le déséquilibre intervient quand celles-ci sont présentes en excès dans le milieu naturel et qu'elles dépassent les capacités d'autoépuration du cours d'eau.

II-2-1-2-Pollution minérale

La pollution minérale due essentiellement aux rejets industriels modifie la composition minérale de l'eau. Si certains éléments sont naturellement présents et sont indispensables au développement de la vie, un déséquilibre de ces mêmes éléments provoque le dérèglement de la croissance végétale ou de troubles physiologiques chez les animaux.

Parmi les principaux polluants minéraux les métaux lourds tels que le zinc, le plomb, l'arsenic, le cuivre et le fer mais aussi certains sels provenant de l'agriculture. Ces éléments ne sont pas biodégradables et ce fait un traitement tertiaire est souvent nécessaire.

II-2-1-3-Pollution microbiologique

Chapitre II: *Origine et nature des eaux usées.*

La pollution microbiologique est due aux bactéries d'origine fécale et provient principalement des eaux usées et des élevages agricoles. Elle entraîne des conséquences pour la qualité des eaux de baignade, des sites de sports nautiques, et la qualité microbiologique des zones de pêche (coquillages, tellines...) et de **conchyliculture**. La contamination microbiologique a des conséquences importantes sur la santé humaine. Par contre, les espèces marines (faune et flore) semblent peu impactées par ce type de pollution.

II-2-1-4-Pollution toxique

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

Les substances organiques toxiques sont entre autres les pesticides, les hydrocarbures et les produits organiques de synthèse industrielle (phénol, produits azotés...) et les perturbateurs endocriniens qui sont en très faibles concentrations dans les effluents d'épuration.

Les substances minérales toxiques sont : les sels à fortes concentrations, les ions métalliques rejetés par les effluents industriels.

II-3-Les paramètres de pollution

La composition des eaux usées est extrêmement variable en fonction de leur origine (industrielle, domestique, etc.). Elles peuvent contenir de nombreuses substances, sous forme solide ou dissoute, ainsi que de nombreux micro-organismes. En fonction de leurs caractéristiques et du danger sanitaire qu'elles représentent. Les paramètres de pollution sont classés en trois catégories:

- ✧ Paramètres physiques; **a unifier pour tout le document**
- ✧ Paramètres chimiques;
- ✧ Paramètres biologiques.

II-3-1-Paramètres physiques

II-3-1-1 Température

Chapitre II: Origine et nature des eaux usées.

La température est l'un des facteurs écologiques les plus importants parmi tous ceux qui agissent sur les organismes aquatiques. Elle joue un rôle primordial dans la distribution des espèces, aussi bien par ses niveaux extrêmes que par ses variations diurnes ou saisonnières.

La plupart des réactions chimiques vitales sont ralenties voire arrêtées par un abaissement important de température. A contrario, des augmentations de température peuvent avoir pour effet de tuer certaines espèces, mais également de favoriser le développement d'autres espèces en entraînant ainsi un déséquilibre écologique. Pour chaque espèce, on définit un préférendum chimique qui correspond à la zone de température où le poisson se tient le plus facilement quand il est libre de se déplacer dans un gradient de température. Par exemple, la température préférentielle est de 15°C pour la truite arc-en-ciel et de 23-24°C pour le gardon.

▲ **Laturbidité**

Laturbidité est liée à la présence dans l'eau de particules ou matières en suspensions (MES) d'origines diverses: organiques, argiles, colloïdes... etc. Elle est variable dans le temps selon le mode de rejet, et suivant les saisons.

▲ **L'odeur**

L'odeur est signe de pollution ou de présence de matières organiques en décomposition.

▲ **La couleur**

La couleur de l'eau est due aux éléments qui s'y trouvent à l'état dissous ou colloïdales. La couleur grisâtre de l'égout est d'origine domestique, une couleur noire indique une décomposition partielle, les autres nuances indiquent un apport d'eaux résiduares industrielles.

▲ **Les matières en suspension (MES)**

Les matières en suspension se composent de fines particules insolubles. Leur provenance est variée : érosion des sols, détritiques organiques, rejets urbains ou industriels (agro-alimentaires, papeterie, textile, chimie). Leur présence excessive peut augmenter la turbidité du milieu et réduire la production photosynthétique, générer des carences en oxygène, ou encore avoir des effets mécaniques sur les poissons par colmatage des branchies ou sédimentation des zones de frayères.

▲ **Matière volatile en suspension (MVS)**

La matière volatile représente la partie organique de la matière en suspension, ils'agit de la matière volatilisée par séchage de la matière en suspension à 550°C pendant au minimum 4h. La matière volatile est aussi appelée matière organique.

▲ **Matières minérales en suspension (MMS)**

Elles représentent les résidus de la calcination, et correspondent à la présence de sels, silice

Chapitre II: *Origine et nature des eaux usées.*

et poussière par exemple.

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

Remarque

Pour une eau usée urbaine nous considérons que les MES sont composées de 70% en MVSet 30% en MMS.

Chapitre II: *Origine et nature des eaux usées.*

▲ **Matières grasses**

Les eaux résiduaires industrielles contiennent des quantités élevées de graisses et d'huiles, qui par formation de film et de couches superficielles peuvent empêcher l'accès de l'air dans l'eau et occasionner la mort des micro-organismes. Les matières grasses peuvent occasionner des obstructions dans les égouts et rendre plus difficile l'exploitation des stations d'épuration des eaux. [1]

▲ **Les matières colloïdales**

Ces sont des éléments présents dans l'eau sous un état intermédiaire, entre un état dissous et un état solide. Ils agissent de très petites particules solides invisibles à l'œil nu dotées sur leur surface de charges électriques qui se repoussent les unes les autres et déterminent ainsi la turbidité.

II-3-2- Les paramètres chimiques

▲ **Le potentiel d'Hydrogène (PH)**

Les eaux superficielles constituent un système physico-chimique complexe tamponné par les divers équilibres entre les espèces moléculaires ou ionisées présentes, dont les équilibres carboniques. Des pH compris entre 5 et 9 constituent les limites dans lesquelles un développement quasi-normal de la flore et de la faune aquatique semble être permis. Par ailleurs, il est souvent difficile d'établir des critères précis en ce qui concerne la vie et la reproduction des poissons (on retient parfois comme zone optimale celle délimitée par les pH extrêmes de 6,5 et 8,5). En général, les effets du pH se font surtout sentir par l'influence qu'exerce ce paramètre sur les équilibres entre les autres composés du milieu (azote ammoniacal, sulfure de sodium, acide cyanhydrique, etc.) lorsqu'ils ont une toxicité variable selon qu'ils se trouvent ou non sous forme ionisée.

▲ **La conductivité**

La conductivité mesure la capacité de l'eau à conduire le courant électrique. Ce paramètre donne une indication de la concentration totale de l'eau en ions. Comme une grande partie des sels dissous dans l'eau y trouvent sous forme d'ions (chlorures, nitrates, sodium, calcium, sulfures etc.), la conductivité permet donc aussi d'en estimer l'importance. Une conductivité élevée traduit soit des PH anormaux, soit le plus souvent une salinité élevée, ce qui peut conduire à un tartrage des conduites si l'excès est dû aux ions de calcium.

Selon DEGREMONT (1978), la conductivité constitue un critère d'appréciation de la minéralisation globale de l'eau et les résultats obtenus sont exprimés en $\mu\text{S}/\text{cm}$.

Tableau II.1: Relation entre la conductivité et la minéralisation. [5]

Conductivité $\mu\text{s/cm}$	Appréciations
Conductivité $< 100 \mu\text{s/cm}$ $100 \mu\text{s/cm} < \text{Conductivité} < 200 \mu\text{s/cm}$ $200 \mu\text{s/cm} < \text{Conductivité} < 333.33 \mu\text{s/cm}$ $333.33 \mu\text{s/cm} < \text{Conductivité} < 666.66 \mu\text{s/cm}$ $666.66 \mu\text{s/cm} < \text{Conductivité} < 1000 \mu\text{s/cm}$ Conductivité $1000 \mu\text{s/cm}$	Minéralisation très faible. Minéralisation faible. Minéralisation moyenne accentuée. Minéralisation moyenne. Minéralisation impotente. Minéralisation excessive.

^ Lademande biologique en oxygène à 5 jours (DBO₅)

La DBO ou demande biochimique en oxygène à 5 jours est la quantité d'oxygène nécessaire à la destruction ou à la dégradation des matières organiques d'une eau par les micro-organismes du milieu. Ce paramètre est utilisable soit pour quantifier la charge polluante organique de l'eau, soit pour évaluer l'impact d'un rejet sur le milieu naturel (toute matière organique biodégradable rejetée va entraîner une consommation d'oxygène au cours des procédés d'autoépuration), soit pour évaluer l'intensité du traitement nécessaire à l'épuration d'un rejet par un procédé biologique. Les valeurs de DBO mesurées dans l'industrie peuvent être très faibles pour des eaux résiduaires peu biodégradables et aller jusqu'à plusieurs grammes par litre dans des secteurs comme l'agro-alimentaire.

^ Lademande chimique en oxygène (DCO)

La DCO ou demande chimique en oxygène représente tout ce qui est susceptible de demander de l'oxygène, en particulier les sels minéraux oxydables (sulfures, sels de métaux,...) et la majeure partie des composés organiques, biodégradables ou non.

Elle nous renseigne de cette manière sur la charge organique totale des eaux.

Tableau II.2: Coefficient de biodégradabilité

Biodégradabilité	Caractéristique de l'effluent
$1 < K < 2$ $2 < K < 3$ $K \geq 3$	L'effluent est facilement biodégradable. Traitement biologique + traitement physico-chimique. L'effluent n'est pas biodégradable.

Un coefficient K élevé peut traduire la présence dans l'eau d'éléments inhibiteurs de la croissance bactérienne, tels que les détergents, les phénols et les hydrocarbures.

▲ L'oxygène dissout

L'oxygène représente environ 35% des gaz dissous dans l'eau. Les teneurs en oxygène sont déterminées principalement par:

- ✧ La respiration des organismes aquatiques.
- ✧ L'oxydation et la dégradation des polluants.
- ✧ L'activité photosynthétique de la flore.
- ✧ Les échanges avec l'atmosphère.

Les facteurs pouvant mener à une réduction de l'oxygène dissous sont l'augmentation de la température de l'eau et la décomposition de grandes quantités de matière organique.

▲ Le carbone organique total (COT)

Le carbone organique total (COT) permet de suivre l'évolution de la pollution organique des milieux aquatiques. Il provient de la décomposition de débris organiques végétaux et animaux. Il peut également provenir de substances organiques émises par les effluents municipaux et industriels. La valeur de (COT), contrairement à la DBO, détermine complètement les composés difficilement ou non dégradables biochimiquement, qui sont d'une grande importance pour l'évaluation de la pollution de l'eau et des effluents.

La mesure de la valeur de (COT) repose sur la combustion des matières organiques carbonées d'un effluent après passage au four à 950°C sous courant d'oxygène, le gaz et la vapeur produits sont piégés et la quantité d'oxygène consommée est mesurée par l'intermédiaire d'une cellule galvanique.

▲ L'azote et le phosphore

Les teneurs en azote et en phosphore sont également des paramètres très importants. Les rejets excessifs de phosphore et d'azote contribuent à l'eutrophisation des lacs et des cours d'eau.

A- L'azote

L'azote peut se trouver sous forme minérale (ammoniacal, nitrate) ou organique. On a :

- Les Nitrates qui constituent le stade final de l'oxydation de l'azote.
- Les Nitrites qui constituent une étape importante dans le cycle de l'azote, ils s'insèrent entre l'ammoniaque et les nitrates.
- L'ammoniaque qui constitue la forme réduite de l'azote.

Chapitre II: *Origine et nature des eaux usées.*

- L'azote Kjeldahl qui comporte l'azote présent sous les formes organiques et ammoniacales à l'exclusion des nitrates et nitrites.

La présence d'azote organique ou ammoniacal se traduit par une consommation d'oxygène dans le milieu naturel et par une entrave à la vie des poissons.

B-Le phosphore

Le phosphore peut également se trouver sous forme minérale (en provenance des lessives ou des rejets industriels) ou organique. Élément indispensable à la vie des algues, la présence de phosphore entraîne un risque d'eutrophisation du cours d'eau ou du lac, c'est à dire que celui-ci peut se voir envahi par un développement excessif de la population algale.

On mesure également la quantité de germes et de virus, les teneurs en graisses, détergents et métaux lourds. Chacun de ces paramètres représente une nuisance potentielle.

Remarque

D'autre part, l'azote et le phosphore sont des constituants essentiels de la matière vivante, leur présence est indispensable pour assurer le traitement par voie biologique.

Les études menées à ce sujet, montrent qu'un rapport DBO₅/N/P de 100/5/1 et DCO/N/P de l'ordre de 250/7/1 permet d'assurer un développement normal des microorganismes épurateurs en milieu aérobie (biodegradabilité de l'eau usée).

▲ Les métaux lourds

Libérés par les activités humaines à un niveau des bassins versants (circulation automobile, artisans, bâtiments, industries...) et déposés sur les surfaces imperméabilisées, les métaux lourds sont ensuite lessivés par les eaux de ruissellement et entraînés dans les rivières par l'intermédiaire des réseaux d'eaux pluviales.

Les métaux sont généralement rencontrés à l'état de trace dans les eaux réceptrices en partie du fait de leur faible solubilité et de la sédimentation des matières en suspension sur les quelles est adsorbé la plus grande partie de ces métaux.

Les métaux lourds peuvent freiner, gêner ou encore annuler le processus d'épuration biologique. C'est pourquoi il est nécessaire de procéder aux analyses chimiques des eaux résiduaires afin de déterminer la présence ou non de ces métaux.

Parmi les métaux lourds, on peut citer : Plomb (Pb), Aluminium (AL), Cadmium (Cd), Cuivre (Cu), Chrome (Cr), Nickel (Ni) et Zinc (Zn).

II-3-3- Les paramètres biologiques

Les eaux usées évacuent les matières fécales et les urines des populations. De ce fait une pollution, due aux micro-organismes présents dans les déchets, est engendrée.

Les micro-organismes polluants des ressources en eau, sont à l'origine de maladies prenant en général l'appellation d'infections d'origine hydrique. Les organismes microbiens responsables de ces infections prennent quant à eux le nom d'agents pathogènes et peuvent être classés en quatre groupes principaux:

- ✧ Les bactéries pathogènes (salmonelles, shigelles, ...);
- ✧ Les virus (Gastroentérite, Hépatite...);
- ✧ Les parasites (kystes d'amibes...);
- ✧ Les champignons.

Les germes témoins de contaminations fécales sont:

- ✧ Les coliformes fécaux (l'Escherichia coli... etc.)
- ✧ Les streptocoques fécaux
- ✧ Les Clostridium sulfite-réducteurs

II.4. Normes de rejets

Les normes de rejet, après traitement, ont pour objet la protection de l'environnement en général et les milieux récepteurs en particulier mais également d'éviter la prolifération des maladies dues aux rejets d'eaux usées telles que la tuberculose, le typhoïde ou encore le Choléra.

Les normes de rejets en Algérie, avant ou après traitement sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau II.3: Valeurs limites maximales des paramètres de rejets.

Chapitre II: Origine et nature des eaux usées.

Paramètres	Unités	Valeurs limites	Tolérances aux valeurs limites anciennes installations
Température	°C	30	30
Matières En Suspension (MES)	mg/l	35	40
Demande Biochimique en Oxygène (DBO5)	mgd'O ₂ /l	35	40
Demande Chimique en Oxygène (DCO)	mgd'O ₂ /l	120	130
Azote Kjeldahl	mg/l	30	40

Tableau II.3: Valeurs limites maximales des paramètres de rejets (suite).

Paramètres	Unités	Valeurs limites	Tolérances aux valeurs limites anciennes installations
Phosphore total	mg/l	10	15
Huiles et graisses	mg/l	20	30
pH	-	6.5-8.5	6.5-8.5
Substances toxiques bioaccumulables	mg/l	0.005	0.01
Cyanures	mg/l	0.1	0.15
Fluoré et composés	mg/l	15	20
Indice de phénols	mg/l	0.3	0.5
Hydrocarbures	mg/l	10	15
Huiles et graisses	mg/l	20	30
Cadmium	mg/l	0.2	0.25
Cuivre total	mg/l	0.5	1
Mercure total	mg/l	0.01	0.05
Plomb total	mg/l	0.5	0.75
Chrome total	mg/l	0.5	0.75

Source: journal officiel de la République Algérienne, N°26 du 23/04/2006

II-5- Les pollutions rencontrées dans la zone d'étude

II-5-1- Pollution agricole

Les principales activités agricoles de cette région sont successivement : l'arboriculture, les cultures fourragères et les maraîchages, qui sont essentiellement concentrés dans la commune de Béni Douala. S'ajoute à cela les élevages de gros bétail, et de poulets de chair.

La concentration des élevages entraîne un excédent de déjections animales par rapport à la capacité d'absorption des terres agricoles. Ces déjections, sous l'effet du ruissellement de l'eau et de l'infiltration dans le sous-sol, enrichissent les cours d'eau et les nappes souterraines en dérivés azotés et constituent une source de pollution bactériologique.

La pollution agricole s'intensifie depuis que les agriculteurs utilisent des engrais chimiques, des herbicides, des insecticides et pour améliorer le rendement de leurs cultures. Ces produits ont un impact sur les milieux et des effets toxiques sur l'homme.

II-5-2- Pollution due aux huileries

La trituration des olives nécessite une consommation d'eau. Le volume de l'effluent produit est en moyenne de 50 à 60 litres par 100 kg d'olives, traités selon le procédé classique. Le volume des eaux résiduaires dépasse les 100 litres pour la même quantité d'olive, si l'extraction de l'huile se fait par centrifugation. Ce potentiel polluant mis en œuvre d'un quintal d'olive équivaut à celui de 45 habitants. En fait, 2 litres de margines provoquent une pollution égale à celle de 3 personnes par jour. Ces derniers forment une pellicule en forme d'écran à la surface de l'eau empêchant tout échange entre l'eau et l'air et provoquant de mauvaises odeurs.

II-5-3-Pollution due aux stations de lavage-graissage

Les rejets des stations de lavage et graissage sont très riches en matière grasse et ont le même effet sur l'environnement que les autres rejets d'huiles.

Remarque

L'activité économique de la région d'El Bayadh est basée sur une agriculture Oasienne (palmiers dattiers, arbres fruitiers, céréales, légumes...etc.), l'élevage de chèvres et de moutons et une forte tradition artisanale. Le climat de la Wilaya se caractérise par un hiver froid et rigoureux avec des températures en dessous de 0°C, la nuit et un été Chaud et sec avec des températures avoisinantes les 42°C, la pluviométrie est très irrégulière et varie de 100 à 300 mm/an.

Conclusion

L'étude consistera à épurer les eaux usées du centre d'El Bayadh.

Dans cette phase je retenter les principaux points suivants :

- Le réseau d'assainissement est de type unitaire
- La ville d'El Bayadh est alimentée en eau potable à partir des forages
- Le secteur industriel n'existe pas dans la ville d'El Bayadh, mais le secteur élevage et agricole est classé le premier tel que l'agriculture qui représente parmi les ressources importantes dans la ville.

CHAPITRE III:

Analyse de réseaux

Introduction

L'objectif de la campagne de prélèvement et de mesure des débits des eaux usées urbaines, est l'évaluation qualitative et quantitative des flux de pollution à fin de bien dimensionner les ouvrages de la station d'épuration qui sera projetée.

III-1-Analyse des rejets

L'analyse des rejets passe par plusieurs étapes qui sont

III-1-1-L'échantillonnage

L'échantillonnage est une opération à laquelle plus grand soin doit être accordé, car il conditionne les résultats analytiques et l'interprétation qui en sera donnée.

III-1-2-Précautions à prendre durant les prélèvements

L'eau doit être prélevée dans des bouteilles propres rincées plusieurs fois. Il est important de respecter deux principales conditions:

- ☞ Les échantillons doivent être aussi représentatifs que possible;
- ☞ L'opérateur doit éviter de les contaminer par les produits exogènes.

En plus de ces deux conditions, les prélèvements se font généralement à fort débit (en vue de collecter une masse importante des polluants présents en suspension). Cependant, les sites de prélèvement doivent être soumis à l'influence de toutes les sources de pollution.

III-1-3-Identification du point de prélèvement

Le réseau d'assainissement de la ville est de type unitaire, il est composé de collecteurs de différents diamètres, allant de Ø300 jusqu'à Ø1200. Aujourd'hui tous les eaux usées sont acheminées moyennant un collecteur de diamètre 1200mm vers le site de la station d'épuration donc c'est notre point de prélèvement.

III-1-4-Paramètres analysés

Les paramètres pris en compte dans le cadre de notre projet, ainsi que les méthodes utilisées pour leur détermination sont consignés dans le tableau III.1:

Chapitre III: Analyse des eaux usées

tableau III.1: Les principaux paramètres examinés.

Paramètres mesurés	Méthodes utilisées
Température	Thermomètre
Ph	pHmètre
Conductivité	Conductimètre
Matière En Suspension (MES)	Filtration à 150°C
Matière Volatile en Suspension (MVS)	Calcination à 550°C
Demande Chimique en Oxygène (DCO)	Spectromètre
Demande Biochimique en Oxygène (DBO ₅)	Manomètre
Phosphates (PO ₄)	Colorimètre
Huiles et graisses	Extraction par solvant
Calcium, Magnésium, Sodium	Analyse volumétrique
Azote	Dosage

III-2-Résultats de l'échantillonnage

Les résultats d'analyses sont représentés dans le tableau III.2 qui suit:

Tableau III.2: Résultats d'analyses des échantillons prélevés.

Paramètres analysés	Unités	El bayadh
		Point 1
PH	---	7.25
Température	°C	18
MES	mg/l	437.5
DBO ₅	mg/l	343.75
DCO	mg/l	859.38
Nitrites	mg/l	0.4
Nitrates	mg/l	2
Phosphates	mg/l	12.51

Source: Office National d'Assainissement

Tableau III.3 : Normes de pollution des eaux usées résiduaires urbaines.

Paramètres	Unité	valeurs
pH (Potentiel Hydrogène)	-	6,5-8,5
T° (Température)	°C	<30
DBO ₅	mg/l	100-400
MES	mg/l	150-500
DCO	mg/l	300-1000
DCO/DBO ₅	-	<2.5
NO ₂ ⁻	mg/l	45
NO ₃ ⁻	mg/l	5
Phosphore	mg/l	10-25

III-2-1-Interprétation des résultats

La température est inférieure à 30°C donc elle est dans la plage des normes mondiales des rejets d'eaux usées urbaines. Cette valeur permet un bon rendement épuratoire du fait qu'elle favorise la croissance des micro-organismes.

Le pH moyen des eaux usées rejetées par les agglomérations d'étude est de 8.24, conformes aux normes de rejets des eaux usées de nature urbaine, il permet un bon développement des micro-organismes épuratoires qui favorisent le traitement biologique.

La teneur en matière en suspension est dans la plage des normes des eaux usées de nature urbaine, dont la plage est de 150 à 500 mg/l, ce qui confirme que les eaux usées sont pas très chargées en matières solides

Les valeurs du phosphate montrent une teneur moyenne peu importante, elle est de l'ordre de 12.51 mg/l comprise entre les normes de rejets des eaux urbaines qui sont 10 à 25mg/l.

Les valeurs de la DBO5 inférieures à la norme ce qui confirme l'absence d'industrie
Les teneurs moyenne en DCO est dans la norme des rejets.

Le rapport de biodégradabilité DCO/DBO5 est inférieur à 2, ce qui reflète le caractère urbain de l'effluent, de ce fait ces eaux usées sont apte à être traitées biologiquement.

III-4-Conclusion de l'analyse des eaux

☞ L'analyse des eaux usées a confirmé qu'il s'agit de pollution de nature domestique et donc, elles ne nécessitent qu'un traitement biologique.

III-5-Estimation des charges hydrauliques et charges polluantes

Pour pouvoir quantifier la pollution il est nécessaire de déterminer les charges hydraulique et polluantes.

III-5-1-Les charges hydrauliques

▲ Estimation du débit d'eaux usées domestiques

La production des eaux usées est conditionnée par le degré de consommation d'eau, elle est proportionnelle à la densité du tissu urbain.

La quantité d'eau usée rejetée est de l'ordre de 80% des besoins en eau potable. La formule suivante nous donne les débits d'eaux usées domestiques:

$$Q_{\text{moyjdom}} = D \times N \times K_r \times 10^{-3} \dots \dots \dots (III.1)$$

Avec:

- ✓ Q_{moyjdom} : Débit des eaux usées domestiques (m^3/jour);
- ✓ D : Dotation théorique l/j/hab (Pour la région d'ELBAYADH $D=160\text{l/j/hab}$).
- ✓ N : nombre d'habitants à l'horizon de calcul.

Chapitre III: Analyse des eaux usées

✓ K_r : Coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée.

▲ L'équivalent habitant

Pour quantifier globalement les matières polluantes contenues dans les eaux usées domestiques et pour un éventuel calcul du système d'épuration, il faut disposer d'une unité qui est l'«Equivalent Habitant». L'équivalent habitant se définit comme étant la pollution produite par un habitant et par jour exprimé en gramme d'oxygène nécessaire à sa dégradation.

Connaissant le débit d'eaux usées à l'horizon de calcul, l'équivalent habitant est déterminé par la formule suivante:

$$EH = \frac{Q_{EUT} \times 1000}{K_r \times D} \dots \dots \dots (III.4)$$

Avec:

- ✓ Q_{moyj} : Débit des eaux usées totales;
- ✓ K_r : Coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée.
- ✓ D : Dotation théorique l/j/hab (Pour la région d'ELBAYADH $D=150$ l/j/hab).

Les résultats de calcul des débits d'eau usée domestique, d'équipement et total ainsi que de l'équivalent habitant sont reportés dans le tableau III.5

Tableau III.6: Calcul du débit d'eau usée total.

Horizons	Nombre d'habitants	Q_{moyj} (m^3/j)	EH
2027	174609	22350	174609
2042	306837	39275.13	306837

▲ Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la formule:

$$Q_{moyh} = \frac{Q_{moyj}}{24} \dots \dots \dots (III.5)$$

▲ **Débit moyen diurne**

C'est le débit correspondant à la période de 16h consécutives au cours de laquelle, la station reçoit le plus grand volume d'eaux usées. Elles s'étendent généralement de 8h à 24h.

En suivant les conditions et l'importance des rejets, la période de débit maximum varie entre 14h et 18h.

Le débit moyen diurne est donné par la formule suivante:

$$Q_d = \frac{Q_{moyj}}{16} \dots \dots \dots (III.6)$$

▲ **Débit de pointe par temps sec**

Conduit à définir un coefficient de pointe comme étant le rapport du débit moyen de l'heure la plus chargée au débit moyen journalier Q_{moyj} (l/s) par la formule qui suit:

$$K_p = \begin{cases} 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moyj}}} & \text{Si } Q_{moyj} \geq 2.8 \text{ l/s.} \\ 3 & \text{Si } Q_{moyj} < 2.8 \text{ l/s.} \end{cases}$$

Le débit de pointe à temps sec est donné par la formule:

$$Q_{pts} = K_p \cdot Q_{moyj} \dots \dots \dots (III.7)$$

Les résultats de calcul des charges hydrauliques obtenus en utilisant les formules précédentes sont repris dans le tableau III.6

Tableau III.7: Les charges hydrauliques.

Horizons	Q_{moyj} (m ³ /j)	Q_{moyh} (m ³ /h)	Q_d (m ³ /h)	K_p	Q_{pts} (l/s)
2027	22350	931.25	1396.87	1.65	426.82
2042	39275.13	1636.46	2454.69	1.62	736.41

II-5-2-Les charges polluantes

▲ Charge moyenne en DBO₅

La charge polluante est donnée par la formule suivante:

$$L_0 = [\text{DBO}_5] \times Q_{\text{moyj}} \dots \dots \dots (\text{III.8})$$

Avec:

L_0 : Charge moyenne journalière en DBO₅ (Kg/j)

[DBO₅]: La concentration moyenne en DBO₅ (Kg/m³)

Q_{moyj} : Débit moyen journalier en (m³/j).

Nous avons [DBO₅]=343.75mg/l.

▲ Charge moyenne en MES

La charge polluante en MES est donnée par la formule suivante:

$$\text{MES}_0 = [\text{MES}] \times Q_{\text{moyj}} \dots \dots \dots (\text{III.9})$$

Avec:

MES_0 : Charge moyenne journalière en MES (Kg/j)

[MES]: La concentration moyenne en MES (Kg/m³)

Q_{moyj} : Débit moyen journalier en (m³/j).

Nous avons : [MES]=437.5mg/l.

▲ Charge moyenne en DCO

La charge moyenne en DCO est estimée comme suit:

$$\text{DCO} = [\text{DCO}] \times Q_{\text{moyj}} \dots \dots \dots (\text{III.10})$$

Avec:

DCO_0 : Charge moyenne journalière en DCO (Kg/j)

[DCO]: La concentration moyenne en DCO (Kg/m³)

Q_{moyj} : Débit moyen journalier en (m³/j).

Nous avons: [DCO]=859.38mg/l.

Chapitre III: Analyse des eaux usées

Les résultats de calcul des différentes charges polluantes sont repris dans le tableau III.7:

Tableau III.8 : Les charges polluantes.

Horizons	$Q_{moyj}(m^3/j)$.	$L_0(Kg/m^3)$	$MES_0(Kg/m^3)$	$DCO_0(Kg/m^3)$
2027	22350	7682.81	9778.12	19207.14
2042	39275.13	13500.82	17182.87	33752.26

Le tableau III.8 nous résume les différents résultats estimés pour la composition des eaux pour les deux horizons 2027 et 2042

Tableau III.9: Récapitulatif de la composition des eaux usées aux horizons 2027 et 2042.

Paramètres		Horizon 2027		Horizon 2042	
Type de réseau		Unique		Unique	
Nombre d'équivalent Habitant		174609		306837	
Charges Hydrauliques					
Débit moyen journalier		(m^3/j)	22350	39275.13	
Débit moyen horaire		(m^3/h)	931.25	1636.46	
Débit de pointe par temps sec		(l/s)	426.82	736.41	
Le débit diurne		(m^3/h)	1396.87	2454.69	
Charges polluantes					
DBO₅	Concentration	(mg/l)	343.75		
	Charge polluante	Kg/j	7682.81	13500.82	
MES	Concentration	(mg/l)	437.5		
	Charge polluante	Kg/j	9778.12	17182.87	
DCO	Concentration	(mg/l)	859.38		
	Charge polluante	Kg/j	19207.14	33752.26	

Conclusion

L'étude consistera à épurer les eaux usées du centre D'EL BAYADH.

Dans cette phase intitulée « Reconnaissance, collecte et traitement des données » nous retenons les principaux points suivants :

Le réseau d'assainissement est de type unitaire avec un taux de raccordement important.

La ville D'EL BAYADH est alimentée en eau potable à partir des forages.

Le secteur industriel n'existe pas dans la ville D'EL BAYADH, mais le secteur élevage et agricole est classé numéro 01 tel que l'agriculture qui représente parmi les ressources importantes dans la ville.

Considérant les résultats d'analyses du laboratoire obtenus, nous pouvons conclure ce qui suit :

Que les eaux usées de la ville D'EL BAYADH sont moyennement chargées mais répondent aux critères d'une eau usée urbaine.

Que ces eaux usées ne peuvent être rejetées dans un milieu récepteur sans traitement préalable.

Que ces eaux usées sont aptes aux traitements conventionnels réservés aux eaux usées urbaines à prédominance domestique.

IV-1)-Introduction :

Le traitement des eaux usées a pour but de les dépolluer suffisamment pour qu'elles n'altèrent pas la qualité du milieu naturel dans lequel elles seront finalement rejetées, ou bien être réutilisée dans le cadre des mesures nécessaires à une bonne gestion de l'eau (recyclage), plus particulièrement en milieu industriel.

De l'arrivée à la station d'épuration jusqu'au rejet naturel, le traitement comporte en générale :

- prétraitements physiques
- traitements primaires
- traitements secondaires
- traitements tertiaire

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

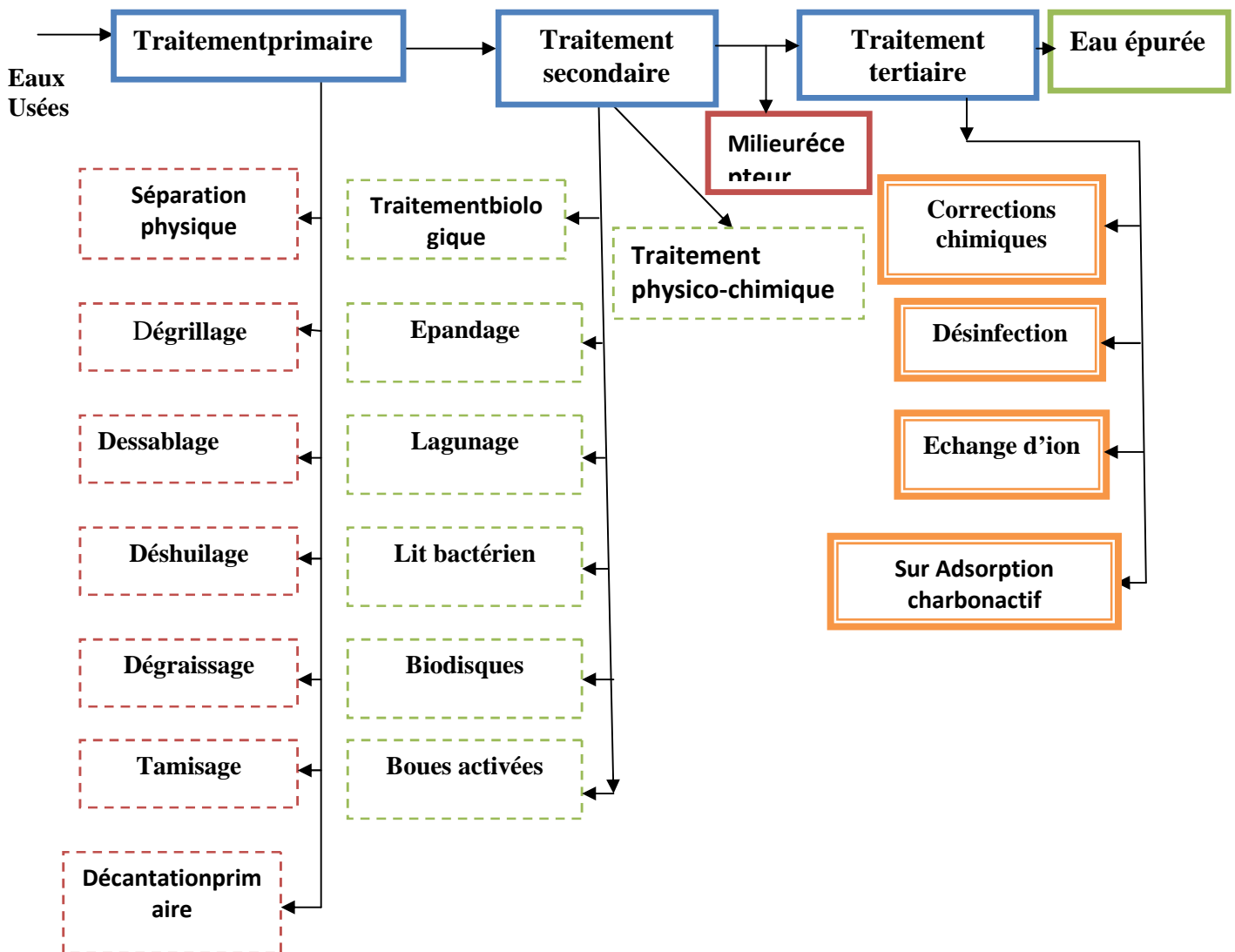


Fig. n°IV.1- Chaîne de traitement d'une eau usée

IV-2)-Prétraitements physiques :

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). Comme suite :

IV-2-1)-Dégrillage :

Consiste à faire passer les eaux usées au travers d'une grille dont les barreaux, plus ou moins espacés, retiennent les éléments les plus grossiers. Après nettoyage des grilles par des moyens mécaniques, manuels ou automatiques, les déchets sont évacués avec les ordures ménagères.

Les grilles peuvent être verticales, mais sont le plus souvent inclinées de 60 à 80° sur l'horizontale [2].

IV-2-2)-Tamisage :

Cette opération utilise des grilles de plus faible espacement, peut parfois compléter cette phase du prétraitement ; elle est mise en œuvre dans le cas d'eaux résiduaires chargées de matières en suspension de petite taille. On distingue :

- le macro tamisage (dimensions de mailles > 250 μ)
- le micro tamisage (30 μ < vide de maille < 150 μ) [2].

IV-2-3)-Dessablage :

Le dessablage débarrasse les eaux usées des sables pour éviter leur sédimentation ultérieure. L'écoulement de l'eau à une vitesse réduite dans un bassin appelé "désableur" entraîne leur dépôt au fond de l'ouvrage. 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 concerne les particules minérales de diamètre supérieur à 0,2mm environ.

IV-2-4)-Dégraissage-déshuilage :

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

IV-3)-Traitements primaires :

Après les prétraitements, il reste dans l'eau une charge polluante dissoute et des matières en suspension.

Les traitements primaires ne portent que sur les matières particulaires décantables.

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 d'un ouvrage appelé décanteur pour former les boues primaires. Ces dernières sont récupérées au moyen d'un système de raclage. Ce traitement élimine 50 à 60% des matières en suspension et réduit d'environ 35% la DBO et la DCO [3].

IV-4)-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.

En cette étape, on distingue deux types de traitement à savoir : un traitement Physico-chimique et un traitement par voie biologique.

IV-4-1)-Traitement physico-chimique :

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

IV-4-1-1)-Coagulation :

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

De l'eau potable.

En eaux industrielles, on utilise plutôt des coagulants organiques [4].

IV-4-1-2)-Floculation :

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

Floculants minéraux: farines de guar, produit à base d'algues [4].

IV-4-1-3)-Neutralisation :

Consiste à optimiser le PH des réactions précédentes par ajout d'une base (chaux) [4].

IV-4-1-4)-Décantation :

Permet la séparation des phases et donc le rejet de l'eau traitée (eau dont on a retiré les matières en suspension) [4].

Avantages:

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

Inconvénients:

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

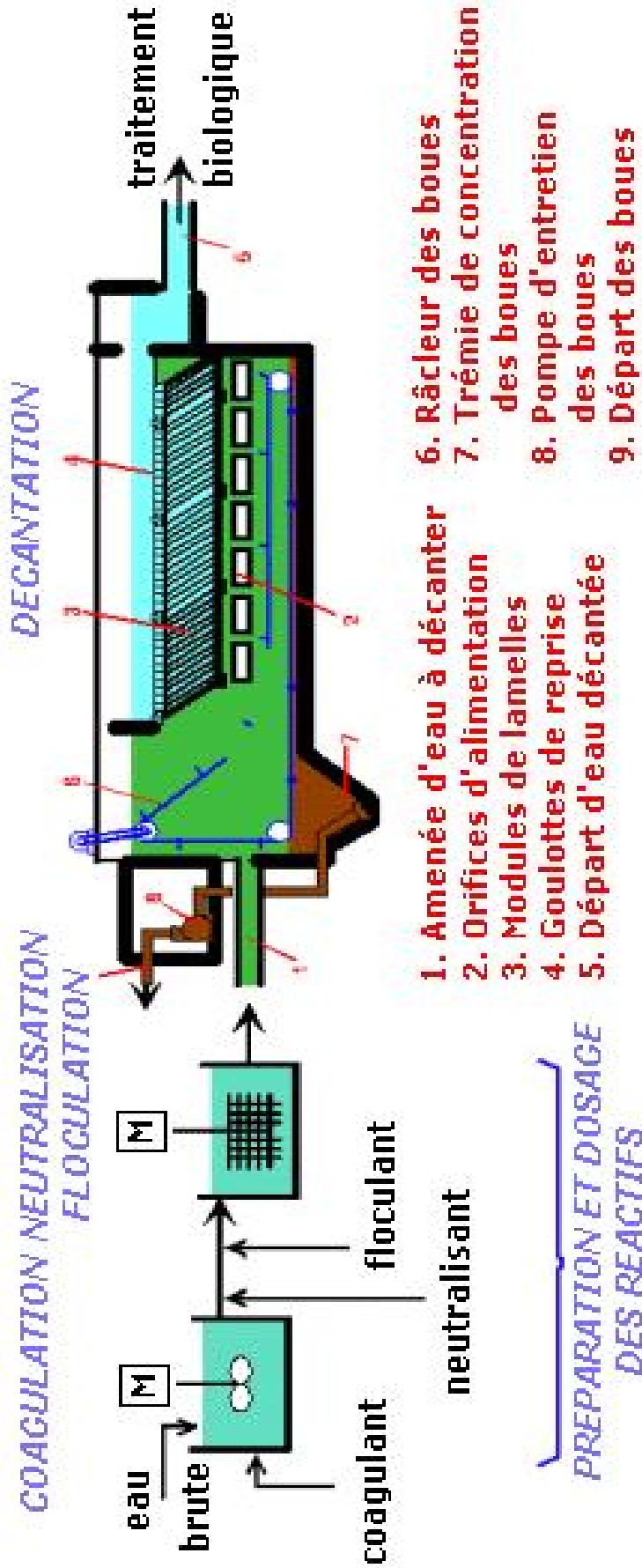


Fig. n°IV.2 : Traitement physico-chimique

IV -5)- Procédé d'épuration biologique :

IV -5-1)- Introduction :

Le traitement biologique des eaux résiduaires est basé sur les mêmes phénomènes que ceux de l'autoépuration naturelle des cours d'eau (rivières, lacs, barrages et mer) sous l'action des micro-organismes aquatiques.

Dans les ouvrages d'épuration biologiques, tous les processus sont intensifiés à cause des conditions artificielles plus favorables à la dégradation de la pollution organique.

Les traitements biologiques permettent de faire passer les éléments présents dans l'eau sous forme soluble ou colloïdale en éléments floculables et de constituer des agrégats qui peuvent être séparés 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 presque simultanées :

- ✚ une phase d'absorption, 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 .

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[5].

Les principaux procédés d'épuration biologique sont :

IV -5-2)- Epannage :

Les eaux usées sont directement déversées sur le sol qui constitue le matériau support des micro-organismes épurateurs par infiltration à travers les couches filtrantes, les particules grossières seront retenues en surface tandis que les particules fines parcourent une courte distance. L'effluent, ainsi prétraité poursuit son cheminement dans le sol en y provoquant une recrudescence des activités de la biomasse responsable de la dégradation des matières polluantes qu'il véhicule[4].

IV-5-2-1)-Avantages et inconvénients :

- **Inconvénients :**

L'épuration par épannage présente certains risques dont on peut compter : l'intoxication à travers la chaîne alimentaire, la contamination des nappes et les risques de colmatage des sols, ajoutant à ceux là, la génération de mauvaises odeurs et la nécessité de disposer de grandes aires libres.

- **Avantages :**

En dépit de ces inconvénients, l'épandage présente l'avantage d'être un procédé simple et très économique n'exigeant pas de grands moyens de mise en œuvre ou d'exploitation et permet la fertilisation des sols pauvres par un apport de substances nutritives contenues dans l'effluent.

IV -5-3) -Les lits bactériens:

IV-5-3-1) .Principe :

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

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

L'approvisionnement en oxygène se fait par tirage naturel assurant ainsi les besoins en oxygène de la biomasse [4].

IV-5-3-2) .Avantages et inconvénients :

- **Avantages :**

Un choix convenable du matériau et des dimensions des pores

(Augmentation de la surface spécifique) permet d'atteindre des rendements assez bons.

Les lits bactériens sont aussi performant dans le cas d'effluents urbains ou dans le cas de certaines industries spécifiques (agro-alimentaires, parfumeries,...). L'exploitation d'une station à lit bactérien reste très simple(pas de gestion de stock de boues).

- **Inconvénients :**

Le traitement préalable doit être performant, faute de quoi, un encrassement progressif apparaît qui contraint à vider, laver et remettre en place le matériau du lit. Les odeurs sont fréquemment enregistrées au changement de saisons.

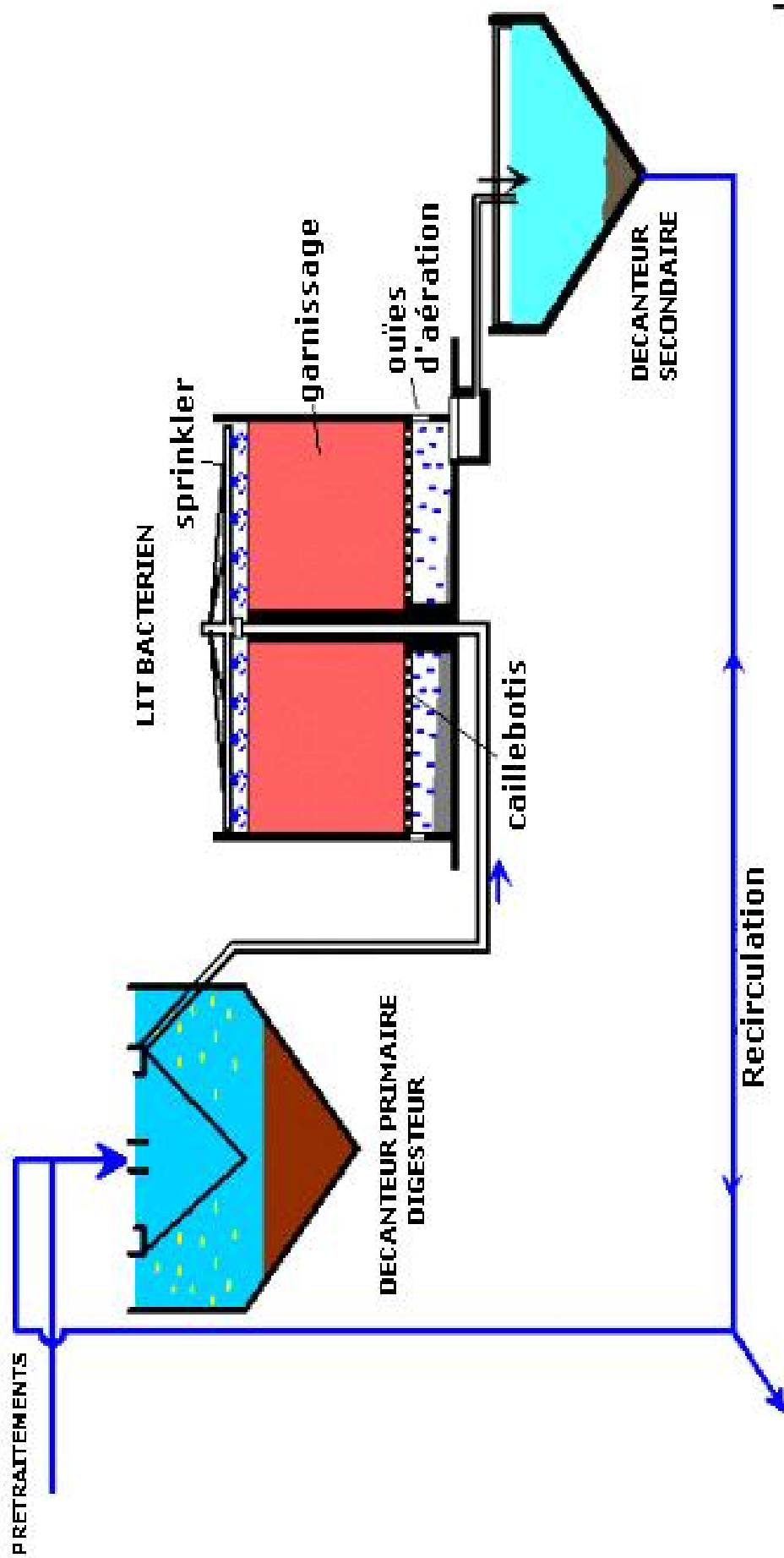


Fig. n° IV.3: Lit bactérien

IV-5-4). Les disques biologiques :

IV-5-4-1). Principe :

Dans le procédé à biodisques, le support est constitué par des disques parallèles, régulièrement espacés sur un axe horizontal tournant à faible vitesse et immergés sur la moitié de leur hauteur. Ce mouvement induit une oxygénation de la culture pendant la période d'immersion.

Les performances de ce procédé sont étroitement liés à :

- La profondeur d'immersion (généralement deux mètres).
- La vitesse de rotation (qui doit être optimale pour permettre une aération et une fixation des bactéries convenables)
- La température qui doit être comprise entre 13 et 29 °C [4].

IV-5-4-2). Avantages et inconvénients :

• **Inconvénients :**

Les disques biologiques comme dans le cas des lits bactériens ne s'adaptent pas au traitement à forte charge, ils sont très sensibles à la qualité de l'effluent, aux pointes excessives de concentration et les débits, ainsi le traitement par bio disques s'adapte au traitement des effluents de petites agglomérations.

• **Avantages :**

Une installation à bio disques présente l'avantage d'une simplicité d'exploitation et être un procédé économique (les investissements de départ sont par contre élevés).

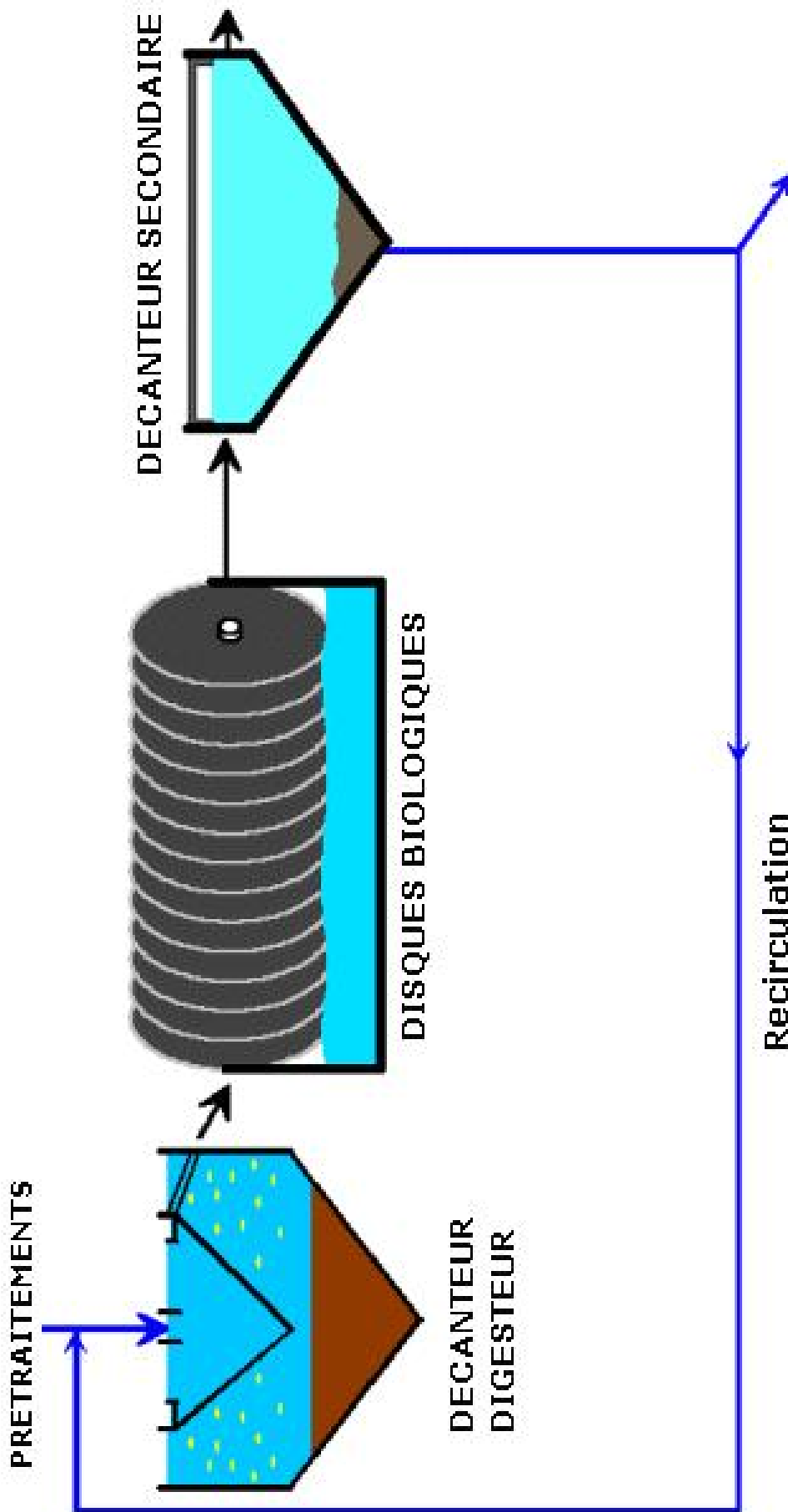


Fig. n° IV.4 : Le disque biologique

IV-5-5). Lagunage :

Le lagunage est une technique d'épuration qui met en œuvre des bassins naturels dans lesquels séjourne l'eau à épurer pendant une période plus ou moins longue. Ci-après on a les différentes variantes de lagunage [6]

IV-5-5-1). Le lagunage naturel :

L'épuration est assurée grâce à un long temps de séjour, dans plusieurs bassins étanches disposés en série. Le nombre de bassin le plus communément rencontré est de 3. Cependant, utiliser une configuration avec 4 voire 6 bassins permet d'avoir une désinfection plus poussée. Le mécanisme de base sur lequel repose le lagunage naturel est la photosynthèse. La tranche d'eau supérieure des bassins est exposée à la lumière. Ceci permet l'existence d'algues qui produisent l'oxygène nécessaire au développement et maintien des bactéries aérobies. Ces bactéries sont responsables de la dégradation de la matière organique. Le gaz carbonique formé par les bactéries, ainsi que les sels minéraux contenus dans les eaux usées, permettent aux algues de se multiplier. Il y a ainsi prolifération de deux populations interdépendantes : les bactéries et les algues planctoniques, également dénommées "microphytes". Ce cycle s'auto-entretient tant que le système reçoit de l'énergie solaire et de la matière organique.

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

IV-5-5-1-1). Avantages et Inconvénients

- **Avantages**
 - généralement pour des petites stations de taille inférieure à 2000 EH ;
 - bien adapté au réseau unitaire (charge hydraulique - dilution) ;
 - faibles coûts d'exploitation ;
 - bonne intégration dans l'environnement ;
 - bonne élimination des pathogènes ;
 - boues peu fermentescibles ;
 - raccordement électrique inutile ;
 - bonne élimination de l'azote (70 %) et du phosphore (60 %).
- **Inconvénients**
 - emprise au sol importante ;
 - contraintes de nature de sol et d'étanchéité ;
 - variation saisonnière de la qualité de l'eau traitée ;
 - nuisances en cas de défaut de conception et/ou d'exploitation (rongeurs, odeurs, moustiques) ;
 - élimination de l'azote et du phosphore incomplète ;

Chapitre IV: les procédés d'épuration des eaux usées

- difficultés d'extraction des boues ;
- taille > 100 EH ;
- pas de réglage possible en exploitation ;
- sensibilité aux effluents septiques et concentrés.

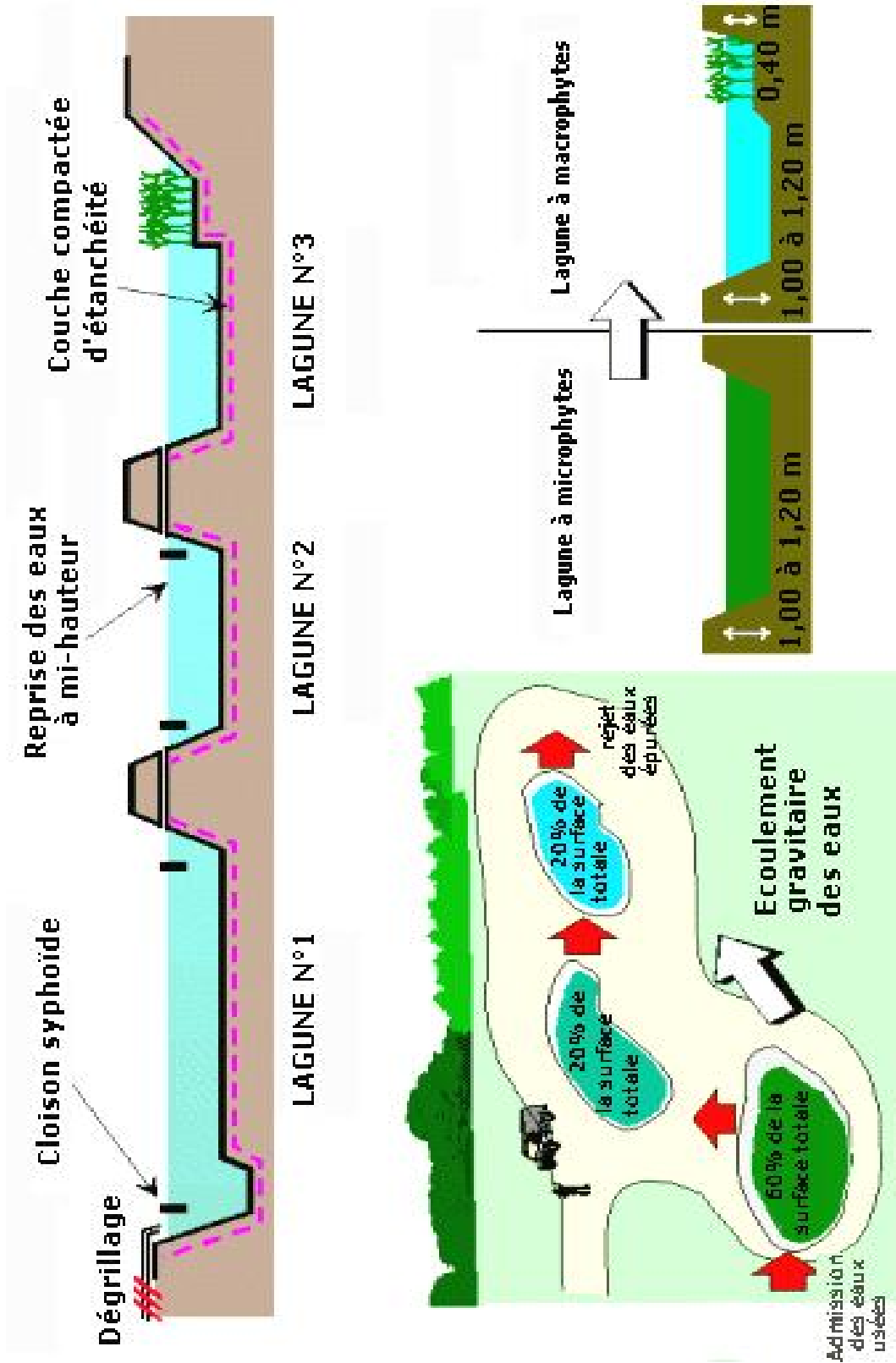


Fig. n° IV.5: Lagunenaturel

IV-5-5-2). Le lagunage aéré :

Regroupe l'ensemble des processus que peut subir une eau résiduaire en vue d'un traitement par oxydation forcée de la matière organique (insufflation d'air) et minéralisation des boues issues du traitement. Il succède à un lagunage primaire pour la décantation. C'est une succession de 3 (ou plus) bassins successifs peu profonds. L'oxygène est apporté par des échanges avec l'atmosphère au niveau de la surface de l'eau et par la photosynthèse de micro algues. La pollution est détruite par les bactéries présentes dans l'eau, et certains germes par le rayonnement solaire. Fréquemment utilisé en communes rurales ou pour le traitement de la DCO d'origine agroalimentaire. Ce traitement biologique aérobie reste moyennement efficace, il élimine 80 à 90 % de la DBO et 20 à 30 % de l'azote. Il faut $\pm 10 \text{ m}^2$ pour traiter 60 g de DBO_5 par jour, soit un EH (équivalent habitant). La durée du traitement peut aller jusqu'à 60 jours.

Fig. n° III.6 : système d'épuration par lagunes aérées [6]



IV-5-6). Boues activées :

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.

IV-5-6-1). Principe :

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.

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

Ainsi, dans un bassin dit aérateur, en présence d'oxygène, les micro-organismes vont se développer et se reproduire au dépend des matières biodégradables, formant ainsi des flocons décantables, destinés par la suite vers un clarificateur, à la sortie du clarificateur une eau épurée et des boues seront reproduites, une partie de ces boues sera expédiée vers les organes de traitement des boues et l'autre partie sera réintroduite dans l'aérateur.

La figure suivante se représente le principe d'épuration par boues activées

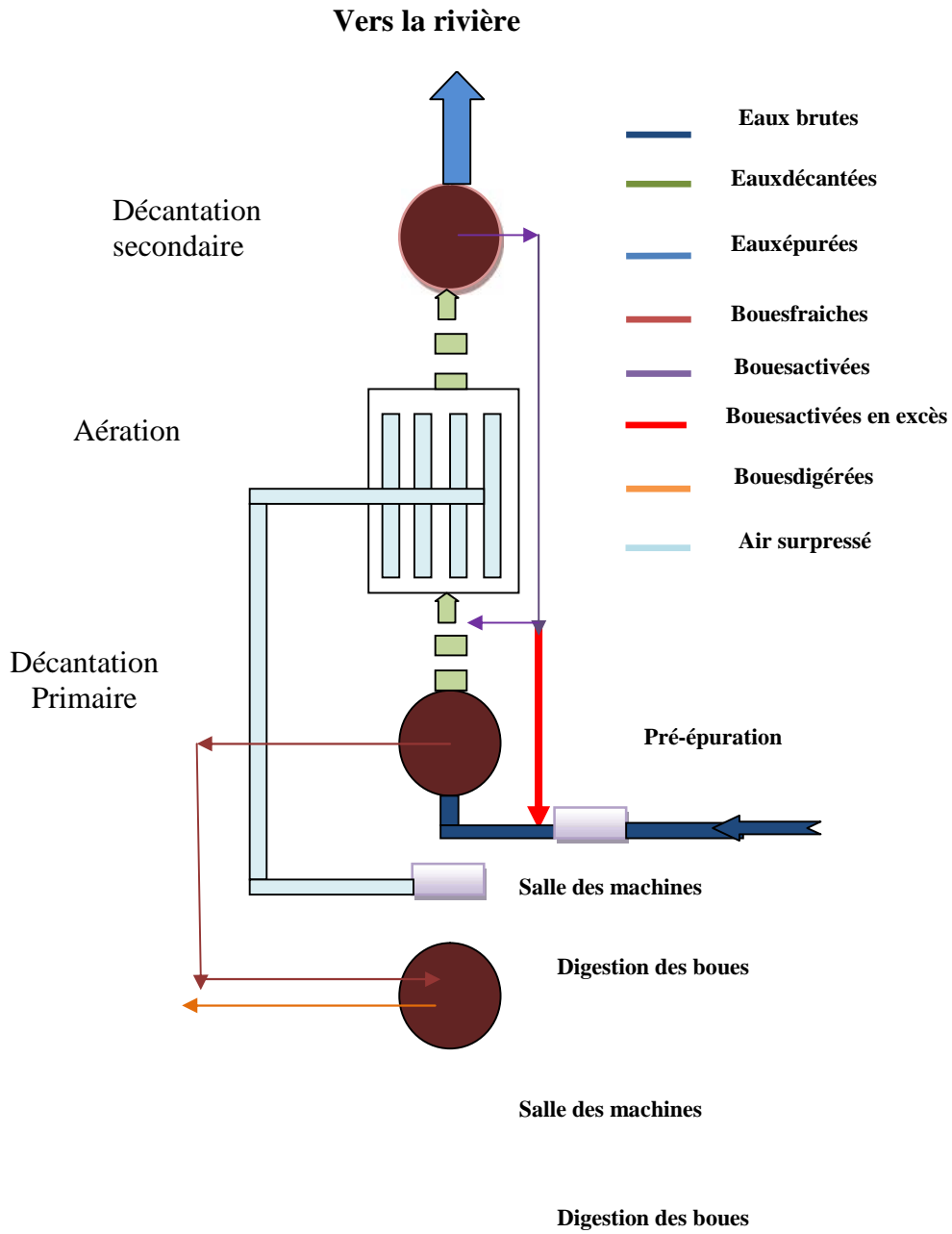


Fig. n°IV.6 : Schéma Du Principe De L'épuration Par Boues Activées

A) Avantages et inconvénients :

• Avantages :

Le traitement par boues activées permet de réduire le temps de séjour de la pollution ainsi que les surfaces utilisées. Plusieurs variantes de ce procédé ont été adoptées pour traiter, selon le cas, les eaux usées à forte, moyenne et faible charge donnant des rendements assez appréciables. Le procédé à boues activées offre l'avantage d'une recirculation de la culture bactérienne ceci conduit à un enrichissement du bassin par les micro-organismes épurateurs.

• Inconvénients :

Les installations à boues activées sont très coûteuses vu l'équipement qu'elles contiennent (ouvrages en béton, ouvrages métalliques, appareillage électromécaniques..).

L'exploitation de ce type de stations exige un personnel qualifié et une vigilance permanente, le bon rendement repose sur le bon fonctionnement de l'aération, le maintien d'une charge massique aussi constante que possible, et des conditions de décantation des boues biologiques régulières.

Conclusion

Le rejet des eaux usées non traitées dans le milieu naturel engendre une pollution importante du milieu récepteur provoquant des déséquilibres biologiques, et créant des maladies (cause de mortalité). Afin de lutter contre la pollution provoquée par ces eaux usées, plusieurs procédés de traitement ont été mis en place. Cependant, le choix du procédé le plus adapté à l'épuration d'une eau usée n'est pas chose facile étant donné les nombreux paramètres qu'il faut prendre en considération.

Pour notre projet, le choix du procédé d'épuration porté sur les boues activées, ce dernier nécessite des surfaces plus réduites et assure une meilleure qualité de l'effluent rejeté avec de meilleurs rendements.

V-1). Introduction :

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

V-2)- Composants d'une unité biologique :

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

- Un bassin dit d'aération dans lequel l'eau à épurer est mise en contact avec la masse bactérienne épuratrice.
- Un clarificateur dans lequel s'effectue la séparation d'eau épurer et de la culture bactérienne.
- Un dispositif de recirculation des boues assurant le retour vers le bassin d'aération des boues biologique récupérées dans le clarificateur, cela permet de maintenir la quantité de micro-organisme constante pour assurer le niveau d'épuration recherché.
- Un dispositif de fourniture d'oxygène à la masse bactérienne présente dans le bassin d'aération.
- Un dispositif de brassage afin d'assurer au mieux le contact entre le micro-organisme et la nourriture, d'éviter les dépôts de favoriser la diffusion de l'oxygène [7]

L'installation d'une station d'épuration par boue activées comprend successivement (fig. IV-2) :

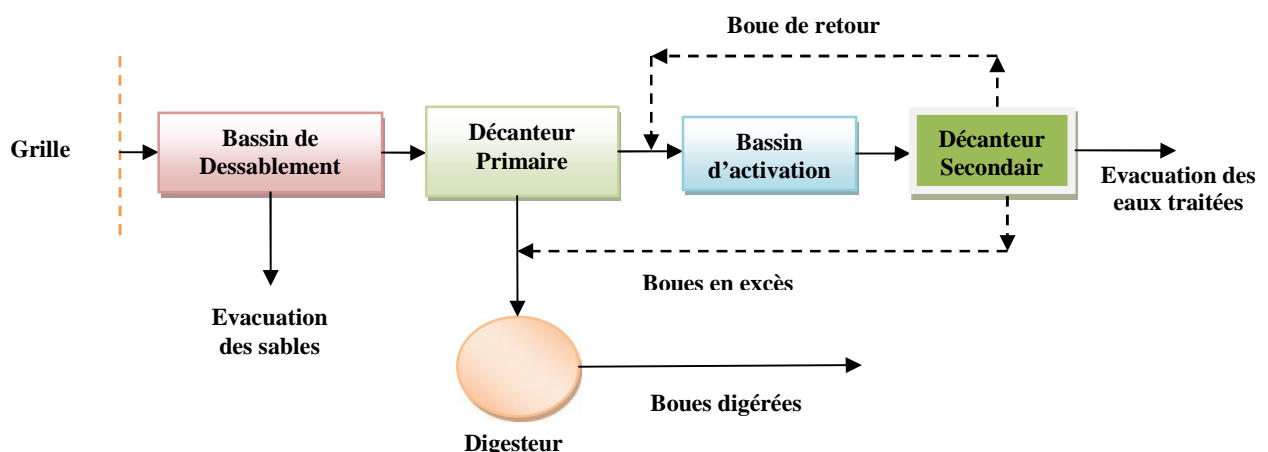


Fig. n°V.2: schéma d'une station de traitement par boues activées [18]

V-3)-Classement des procédés par boues activées :

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

a. Charge massique :

La charge massique C_m est le rapport entre la quantité de pollution dont le substrat introduit dans ce réacteur et la masse de boues activées MVS dans ce réacteur. Cette notion C_m est importante car elle conditionne pour les différents paramètres de boue le fonctionnement du boue activée, tel que :

- Le rendement épuratoire.
- La production des boues
- Le degré de stabilisation de boues en excès produites
- Les besoins en oxygène ramenés à la pollution éliminés [8].

b. Charge volumique :

La charge volumique C_v est le rapport de la pollution journalière reçue en Kg de DBO_5 au volume du bassin d'aération. Cette donnée permet d'évaluer le volume de bassin et elle n'a aucune signification biologique [8].

c. Age des boues :

L'âge des boues A_b est un rapport entre la masse des boues présentes dans le réacteur et la masse journalière des boues extraite de la station. Cette notion d'âge de boue traduit la présence ou l'absence de germe nitrifications [8].

Tab.n° V.1 : classement des procédés par boues activées.[9]

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

Remarque :

- Les rendements annoncés sont donnés dans l'hypothèse d'une bonne séparation de tous les éléments décantables de la liqueur de boues activées.
- Sur des effluents industriels concentrés, les rendements d'épuration sont supérieurs à ceux annoncés ci-dessus.

V-3-1)- Choix du procédé d'épuration : [10]

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

a. Procédé à forte charge :

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

b. Procédé à moyenne charge :

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

c. Procédé à faible charge :

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

Tab.n°V.2 : Avantages et inconvénients des différents procédés :

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

	simplifiée ; - Prend un petit espace dans le terrain.	- Les boues sont plus concentrées d'où la décantation dans le clarificateur est lente, il faut prévoir une surface très importante.
--	--	---

V-3-2)- Description Des Ouvrages

La station d'épuration des eaux usées comprend les étapes suivantes:

- a) Les prétraitements;
- b) Bassin d'aération
- c) Le traitement secondaire (clarificateur)
- d) Le traitement complémentaire (bassin de chloration)
- e) Le traitement des boues résiduelles comprend :
 - Un épaisseur
 - Un lit de séchage

V-3-2-1)- Les Prétraitements:

Les eaux usées transportent des matières en suspension très hétérogènes et souvent volumineuses.

Les prétraitements ont un rôle déterminant sur les conditions de fonctionnement de la station d'épuration. Ils doivent servir à éliminer la partie de la pollution la plus visible, gênante sur le plan de l'exploitation des ouvrages.

Les prétraitements sont composés de:

- Un dégrillage;
- Un dessablage
- déshuilage;

A. Dégrillage:

Le dégrillage est implanté à l'amont de toute installation de traitement d'eaux usées, parmi ses fonctions:

- Protection de la station contre l'arrivée de gros objets susceptibles de provoquer des bouchages dans les différentes unités de l'installation;
- Séparation et évacuation des matières volumineuses clarifiées par l'eau brute, qui pourraient nuire à l'efficacité des traitements.

L'opération de dégrillage s'effectue par simple passage des eaux à traiter à travers des grilles, on en distingue deux types:

- **Grilles manuelles:**

Les grilles manuelles sont composées de barreaux droits en acier, de section cylindrique ou rectangulaire. Ces grilles peuvent être verticales, mais sont le plus souvent inclinées de 60 à 80 ° sur l'horizontale dans le cas où le débit d'effluent est important.

Lorsque le nettoyage est manuel, la surface de grille doit être calculée largement pour éviter la nécessité d'interventions trop fréquentes, surtout si l'écartement entre barreaux est inférieur à 20 mm.

- **Grilles mécaniques:**

Ce sont des grilles à nettoyage automatique et sont utilisées à partir d'une certaine importance de la station (au delà de 2.000 équivalents-habitants), pour éviter ainsi un colmatage rapide des grilles.

Grille mécanique à nettoyage par l'aval; le mécanisme de nettoyage se trouvant placé à l'aval du champ de grille, généralement vertical ou incliné de 60 à 80 ° sur l'horizontale.

Grille mécanique à nettoyage par l'amont; le mécanisme de est assuré par un ou deux peignes montés à l'extrémité de bras, utilisée généralement pour les grilles dont l'espacement des barreaux est inférieur à 20 mm (grilles fines).



Fig. n°V.3 : deux dérailleurs automatiques de la STEP de la ville TLEMCEN

B. Dessablage:

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

Cette opération a lieu grâce à la vitesse de sédimentation élevée des particules devant être supérieure à la vitesse de passage de l'eau de manière à éviter l'entraînement par le courant d'eau.

On distingue divers types de dessableurs, on citera :

- Dessableur à couloir simple;
- Dessableurs circulaires;
- Dessableurs rectangulaires aérés l'extraction du sable est réalisée automatiquement:

Par raclage vers une fosse de collecte d'extrémité, suivi d'une reprise par pompage.

En fait, les sables extraits des eaux résiduaires urbaines contiennent toujours une certaine proportion de matières organiques qui sédimentent en même temps. La séparation de ces matières doit se faire grâce à une vitesse de balayage, maintenue aux environs de 0,30 m/s.

C. Dégraissage:

Le dégraissage est destiné à extraire les graisses et huiles figées et émulsionnées dans les eaux brutes.

Cette opération fait appel au phénomène de la flottation, basé sur la notion de différence de masse volumique des constituants de l'effluent, en tirant profit de l'aptitude qu'ont les graisses à s'unir avec les bulles d'air pour former un ensemble « graisse-air » moins dense que l'eau, engendrant ainsi un déplacement ascendant de cet ensemble qui se concentrera sur la surface de l'ouvrage.

Les graisses sont alors extraites par un système de raclage mécanique de la surface du dégraissé.



Fig. n°V.4 :dessableur- déshuileur de la STEP de TLEMCEN

D. Bassin d'aération

C'est le procédé actuellement le plus répandu pour l'épuration des eaux résiduaires urbaines.

Chapitre V: Procédé d'épuration par boues activées

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

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

Il est basé sur le principe de l'autoépuration du milieu récepteur naturel avec accélération du processus.

Un bassin de boues activées est un ouvrage généralement en béton armé, alimenté en continu par un effluent d'eau usée, dans lequel une population microbienne active est maintenue en suspension grâce à un dispositif mécanique qui assure l'homogénéisation et le nom de boues activées est donné aux complexes bactéries protozoaires, et matières minérales se trouvant en suspension dans les divers bassins. Dans le bassin d'aération, les micro-organismes utilisent les matières organiques biodégradables comme en formant des floccs biologiques (boues activées) par apport intensif d'oxygène.

Ce procédé présente plusieurs avantages:

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

V-3-2-2)- Le Traitement Secondaire (Clarificateur):

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

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

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

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

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



Fig. n°V.5 : décanteur secondaire (clarificateur) de la STEP de TLEMEN

IV-3-2-3)- Traitement Tertiaire (Désinfection) :

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

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

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

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

V-3-2-4)- Traitement Des Boues

A. Epaissement

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

Surface de l'ouvrage : elle est donnée par la formule suivante :

$$S = \text{quantité de boues produites par jour} / \text{charge spécifique} = U X / C_s$$

C_s est compris entre 25 et 30 kg.MS/ m².j

B. Lits De Séchage

Le séchage des boues sur des lits de sables est une technique de déshydratation naturelle. Elle n'est à retenir que sur des boues bien stabilisées (digérées anaérobiquement ou éventuellement d'aération prolongée). L'air de séchage comprend deux couches :

- ✚ Une première couche support de graviers où sont aménagés des drains.
- ✚ Une deuxième couche filtrante de sable.

Cette technique est basée sur une première phase de drainage et une deuxième de séchage atmosphérique. Cette dernière demeure tributaire des conditions climatiques. La siccité peut atteindre 40 à 60 % en cas de l'ensoleillement optimal.

V-3-3)- Théorie de l'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. Ce bassin de 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 ce gaz 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.

V-3-3-1)- Evolution de la matière organique en présence d'une masse bactérienne :

Lorsqu'on apporte des matières organiques dans un milieu microbien, et si celui-ci n'est pas dépourvu en éléments nutritifs, on assiste à une évolution progressive de la masse microbienne suivant cinq phases principales (figure V-III-1):

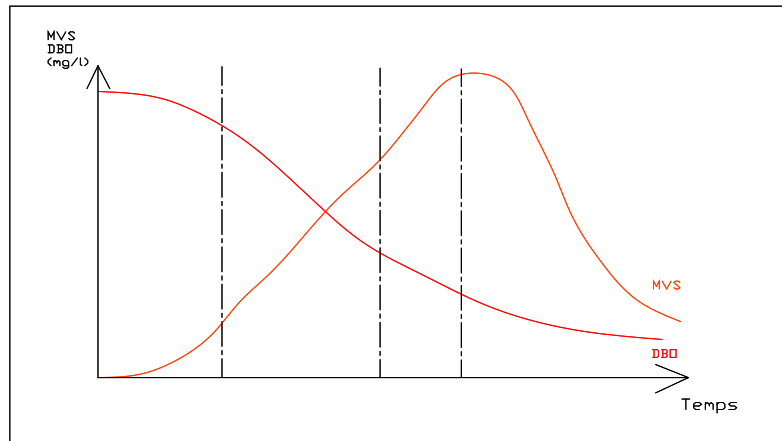


Fig. n°IV-6: Progression de la masse microbienne

Phase I : de latence

Pendant laquelle les micro-organismes s'adaptent au milieu nutritif. La vitesse de croissance est nulle, la DBO₅ reste pratiquement constante.

Phase II : de croissance exponentielle

Pendant cette phase, le milieu riche en nourriture, permet un développement rapide des bactéries. La consommation d'oxygène est élevée par suite de l'activité intense de synthèse cellulaire. Ainsi la DBO diminue rapidement par contre la masse des matières volatiles en suspension augmente et la masse d'oxygène présente dans le milieu décroît.

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

$$X = X_0 e^{\mu t} \quad (1)$$

X : La masse bactérienne présente au temps (t)

μ: Taux de croissance en j⁻¹

Par intégration de l'équation précédente, on aura : $X = X_0 \cdot e^{\mu t}$

X₀ : La masse bactérienne présente au temps t₀

Phase III : de ralentissement

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

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

On définit la notion du rendement comme suit

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

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

En posant $K'' = K'/r$ on a : $dX/dt = K'' \cdot S \cdot X \dots \dots \dots (2)$

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

Et par un développement en série de TAYLOR on aura :

$S_f/S_o = 1 / (1 + K'' \cdot T) \dots \dots \dots (3)$

S_f : Quantité de substrat final (DBO final)

S_o : Quantité de substrat initial (DBO initial)

Phase IV : stationnaire

Les bactéries continuent à se diviser, mais en utilisant les réserves accumulées au cours

des stades précédents. Et on a : $\frac{dX}{dt} = -bX$

dX/dt : Vitesse de disparition du substrat

b : Taux de mortalité

Phase V : de déclin ou phase endogène

L'épuisement du milieu en matières organiques, provoque la mort de nombreux micro-organismes. Il se passe alors une auto-oxydation c'est la phase endogène. L'oxygène apporté est utilisé par les bactéries pour leur propre transformation en produits finaux (CO_2 , H_2O , $NO_2 \dots$). [17]

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

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

V-4)- Paramètres influençant le processus épuratoire :

A)- Besoins en oxygène :

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

B)- Besoins en nutriments :

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

C)-Effet de la température :

Les réactions métaboliques sont des réactions enzymatiques soumises aux lois de la cinétique chimique : la vitesse des réactions décroît avec une baisse de la température.

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

D)- Influence de PH :

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

E)-Influence de la toxicité :

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

V-4-1) -Avantages et inconvénients:

a. Avantages :

- Réduction de temps de séjour de la pollution et les surfaces du terrain utilisées.
- Plusieurs variantes de ce procédé ont été adoptées pour traiter, selon le cas, les eaux usées à forte, moyenne, et faible charge donnant des rendements assez appréciables.
- Recirculation de la culture bactérienne permet d'enrichir le bassin par les micro-organismes épurateurs.
- Faible influence de la température sur la cinétique de dégradation bactérienne.

b. Inconvénient :

- L'exploitation de ce type de station exige un personnel qualifié et une vigilance permanente.

Conclusion :

On a examiné tous les types de traitement par voie biologique et on propose l'adoption du processus par boue activée comme moyen de traitement, en raison du bon rendement épuratoire qu'il procure.

On va faire une étude technico-économique des différentes variantes (moyenne et faible d'après leurs avantages et inconvénients) et on cherche surtout à avoir un bon rendement épuratoire de l'effluent.

Introduction

La station d'épuration recevra une pollution à caractère domestique prédominant. L'effluent épuré sera rejeté par la suite. Le dimensionnement de la station d'épuration on se basera sur le débit rejeté et les charges polluantes véhiculées par les eaux usées.

On peut dire que la technique d'épuration par boues activées est la meilleure solution pour traiter les eaux usées de notre région.

VII-1-Ouvrages de la station d'épuration

La station comportera les ouvrages suivants:

1. Un prétraitement comportant:
 - ✓ Le dégrilleur;
 - ✓ Le dessableur/déshuileur;
 - ✓ Le décanteur primaire.
2. Un traitement biologique comprenant:
 - ✓ Le bassin d'aération;
 - ✓ Le clarificateur.
3. Un traitement tertiaire comprenant:
 - ✓ Le bassin de désinfection.
4. Traitement des boues comprenant:
 - ✓ L'épaississeur;
 - ✓ Une stabilisation aérobie;
 - ✓ Les lits de séchage.

VII-2-Les prétraitements

VII-2-1-Le dégrillage

Nous avons opté pour deux grilles, une grille grossière arrondie et une grille fine.

A. Calcul de la largeur des grilles

La largeur de la grille sera déterminée par la méthode de KIRSCHMER:

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

Avec:

– S: Section mouillée de la grille $S = \frac{Q_{pt}}{Q_{moy}} \text{ (m}^2\text{)}$

Qp: Débit de pointe à temps sec (m³/s)

- V: Vitesse d'écoulement de l'effluent entre les barreaux, peut aller de 0.5 m/s à 1.5 m/s (afin d'éviter de fortes pertes de charges et le colmatage des barreaux).

- L : Largeur de la grille (m).
- α : Angle d'inclinaison de la grille avec l'horizontal = 60°
- h_{max} : Hauteur maximum admissible sur une grille (m). $h_{max} = (0,15 - 1,5)$ [11]
- β : Fraction de surface occupée par les barreaux

Tel que:

$$\beta = \frac{d}{d+e} \dots \dots \dots (VII.2)$$

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

Tableau VII.1: Espacement et épaisseur des barreaux.

paramètres	Grilles grossières	Grilles fines
d (cm)	2,00	1,00
e (cm)	5 à 10	0,3 à 1

- Coefficient de colmatage de la grille.
 - La grille manuelle : $\sigma = 0,25$
 - La grille mécanique : $\sigma = 0,5$

B. Calcul des pertes de charges

Elles sont déterminées par la formule de KIRSCHMER qui suit:

Avec :
$$H = \left(\frac{e}{d}\right)^{4/3} \left(\frac{v^2}{2g}\right) \sin \alpha \dots \dots \dots (VII.3)$$

- H : perte de charge (m);
- e : espacement entre les barreaux (cm);
- d : épaisseur des barreaux;
- g : accélération de la pesanteur (m/s^2);
- α : angle d'inclinaison de la grille ($\alpha = 60^\circ$);
- V : vitesse d'écoulement dans la grille (m/s);
- σ : coefficient dépendant de la forme des barreaux.

Les valeurs de σ sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau VII-2: les valeurs de σ . [2]

Type de barreau	
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

C. Calcul du volume de déchets retenus au niveau des grilles

Le volume des déchets retenus par les grilles dépend:

- Du débit de l'effluent;
- De la finesse du dégrillage.

Pour une eau usée urbaine, la quantité de déchets récupérée par les grilles par habitant et par an est estimée à:

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

Le volume des déchets retenus par jour est donné par la formule qui suit:

$$V = \frac{\text{Nombre d'habitant} \times V_{\text{retenue}}}{365} \quad (\text{m}^3/\text{j}) \dots \dots \dots (\text{VI.4})$$

– Horizon 2027

a-Grille Grossière

- ✓ $Q_p = 1.28 \text{ m}^3/\text{s}$;
- ✓ $V = 1 \text{ m/s}$
- ✓ $S = 1.28 \text{ m}^2$
- ✓ $d = 2 \text{ cm}$
- ✓ $e = 8 \text{ cm}$
- ✓ $\beta = 0.29$
- ✓ $\alpha = 60^\circ$
- ✓ $h_{\text{max}} = 1.5 \text{ m}$
- ✓ $\sigma = 0.5$ (Grille automatique)
- ✓ $\sigma' = 1.79$ (forme circulaire des barreaux)

– Largeur

$$L = \frac{S \cdot \sin \alpha}{h_{\text{max}} (1 - \beta) \sigma} = \frac{1.28 \times \sin 60^\circ}{1.5 (1 - 0.29) 0.5} = 2.08 \text{ m}$$

L=2.08m

– **Les pertes de charge**

$$H = \left(\frac{e}{d}\right)^{4/3} \left(\frac{v^2}{2g}\right) \sin \alpha = 1.79 (2/8)^{4/3} (1^2/2g) \sin 60 = 0.012m$$

H=0.012m

– **Volume des déchets retenus**

- $V_{\min} = (174609 \times 2) 10^{-3} / 365 = 0.96 m^3 / j.v^2$
- $V_{\max} = (174609 \times 5) 10^{-3} / 365 = 2.39 m^3 / j.$
- $V_{\text{moy}} = (V_{\max} + V_{\min}) / 2 = 1.67 m^3 / j.$

$V_{\text{moy}} = 1.67 m^3 / j$

b-Grille fine

On prend les mêmes caractéristiques que pour la grille grossière au pour d, et :

✓ $d = 1 \text{ cm}$

✓ $e = 0.5 \text{ cm}$

✓ $\beta = 0.67$

– **Largeur**

$$L = \frac{S \cdot \sin \alpha}{h_{\max} (1 - \beta) \sigma} = \frac{1.28 \times \sin 60^\circ}{1.5 (1 - 0.67) 0.5} = 4.48m$$

L=4.48m

– **Les pertes de charge**

– $H = \left(\frac{e}{d}\right)^{4/3} \left(\frac{V^2}{2g}\right) \sin \alpha = 1.79 (1/0.5)^{4/3} (1^2/2g)$

$\sin 60 = 0.2m$ **H=0.2m**

$V_{\text{moy}} = 3.59 m^3 / j$

Volume des déchets retenus

- $V_{\min} = (174609 \times 5) 10^{-3} / 365 = 2.39 m^3 / j$
- $V_{\max} = (174609 \times 10) 10^{-3} / 365 = 4.78 m^3 / j.$
- $V_{\text{moy}} = (V_{\max} + V_{\min}) / 2 = m^3 / j.$

*** Horizon 2042**

Pour l'horizon 2042 on effectue le même calcul pour le dégrilleur, les résultats de calcul pour les deux horizons sont reportés sur le tableau VI.4 qui suit:

Tableau VI.3:Dimensions des grilles.

Désignation	Unité	Horizons	
		2027	2042
Débit de la station	m ³ /s	1.28	2.21
Grille grossière			
Épaisseur des barreaux (d)	cm	2	2
Espacement des barreaux (e)	cm	8	8
Fraction de surface occupée par les barreaux	-	0.29	0.29
Coefficient de forme des barreaux (C)	-	1.79	1.79
Hauteur d'eau maximale à l'amont de la grille (h _{max})	m	1.5	1.5
Angle d'inclinaison de la grille	°	60	60
Largeur de la grille (L)	m	2.08	4
Pertes de charges (H)	m	0.012	0.012
Volumen moyen des déchets retenus (V _{moy})	m ³ /j	1.67	2.94
Grille fine			
Épaisseur des barreaux (d)	cm	1	1
Espacement des barreaux (e)	cm	0.5	0.5
Fraction de surface occupée par les barreaux (C)	-	0.67	0.67
Coefficient de forme des barreaux (C')	-	1.79	1.79
Hauteur d'eau maximale à l'amont de la grille (h _{max})	m	1.5	1.5
Angle d'inclinaison de la grille	°	60	60
Largeur de la grille (L)	m	4.48	7.73
Pertes de charges (H)	m	0.2	0.2
Volumen moyen des déchets retenus (V _{moy})	m ³ /j	3.59	6.3

VI-2-2-Dessablage déshuilage

Nous avons opté pour un dessableur déshuileur de type rectangulaire. V_s : Vitesse de sédimentation. vitesse est: 10

$m^3/m^2/h$)

Letemps deséjourestde3à5minaudébitdepointe

*** Horizon2027**

1- Levolumedubassin

Levolumedudessableurdéshuileurestdonnéparlaformulesuivante:

$$V = Q_{pts} * t_s \dots \dots \dots (VI.5)$$

Avec:

Q_{pts} : ledébitdelastation (m^3/s);

V : Volumedudéssableurdéshuileur(m^3); T_s

: Temps deséjour, On prend $T_s = 5 \text{ min}$.

$$V = Q_{pts} * t_s = 1.28 * 5 * 60 = 384 m^3$$

$V = 384 m^3$

2- Lasurface horizontale

Lasurfacehorizontale S_h estdonnéeepar:

$$S_h = \frac{V}{H} \dots \dots \dots (VI.6)$$

Avec:

S_h : surfacehorizontale(m^2)

V : Volumedudéssableurdéshuileur (m^3);

H : Hauteurdudéssableurdéshuileur(m), onprend $H = 2 \text{ m}$.

Donconaura:

$$S_h = \frac{V}{H} = \frac{384}{2} = 192 m^2$$

3- Lalongueur

$S_h = 192 m^2$

Ledessableurdeshuileurestdeforme rectangulairetelque:

$$L/l = 6 \quad \Leftrightarrow \quad l = L/6 \dots \dots \dots (VI.7)$$

Donc:

$$S_h = L^2/6 \Rightarrow L = \sqrt{6 * S_h} = 34 m$$



$L = 34 m$

4- Largeur

$$S_h = L * l \dots \dots \dots (VI.8)$$



$l = S_h / L$

$$=192/34=5.65\text{m}$$

$$l=5.65\text{m}$$

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

La quantité d'air à insuffler varie de 1 à 1,5 m³ d'air/m³ d'eau. [3]

$$q_{\text{air}} = Q_{\text{pts}} \times V \dots \dots \dots \text{(VI.9)}$$

✓ V: le volume d'air à injecter (m³). On prend V = 1.5 m³ d'air/m³ d'eau

✓ Q_{pts}: débit de la station.

$$\text{Donc: } q_{\text{air}} = 1.28 \times 1.5 = 1.92 \text{ m}^3 \text{ dair/s} = 6912 \text{ m}^3 \text{ dair/h}$$

$$q_{\text{air}} = 6912 \text{ m}^3 \text{ dair/h}$$

6- Calcul de la quantité de matière éliminée par le dessableur

Le dessableur permet d'éliminer 70% de la matière minérale en suspension (MMS) qui représente 30% de la matière minérale en suspension (MES) pour un effluent urbain.

$$MES = 30\% \text{ MMS} + 70\% \text{ MVS} \dots\dots\dots (VI.10)$$

On a $MES(2027) = 7682.81 \text{ Kg/j}$.

• **Quantité de matière volatile en suspension MVS à l'entrée du dessableur**

$$MVS_e = 70\% \text{ MES} = 0.7 \times 9778.12 = 6844.68 \text{ kg/j}$$

$MVS_e = 6844.68 \text{ kg/j}$

• **Quantité de MMS à l'entrée du dessableur:**

$$MMS_e = 30\% \text{ MES} = 0.3 \times 9778.12 = 2933.44 \text{ Kg/j}$$

$MMS_e = 2933.44 \text{ Kg/j}$

• **Quantité de MMS éliminée:**

$$MMS_{\text{éliminée}} = 0.7 \text{ MMS} = 0.7 \times 2933.44 = 2053.41 \text{ Kg/j}$$

$MMS_{\text{éliminée}} = 2053.41 \text{ Kg}$

/j

• **Quantité de MMS à la sortie du dessableur**

$$MMS_s = MMS_e - MMS_{\text{éliminée}} = 2933.44 - 2053.41 = 880.03 \text{ Kg/j}$$

$MMS_s = 880.03 \text{ Kg/j}$

• **Quantité de MES à la sortie du dessableur**

$$MES_s = MVS_e + MMS_s = 7724.71 \text{ Kg/j}$$

$MES_s = 7724.71 \text{ Kg/j}$

*** Horizon 2042**

Pour l'horizon 2042, on dimensionne le dessableur de shaleur avec la différence des débits

des deux horizons tel que:

$$Q_{pte} = Q_{pte(2042)} -$$

$$Q_{pte(2027)}$$

$$\text{Donc: } Q_{pte} = 2.20923 - 1.28046 = \mathbf{0.929\text{m}^3/\text{s}}$$

Avec

$$\checkmark Q_{ptp}: \text{débit de la station (Débit de pointe)}.$$

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

$$\text{MES} = \text{MES}(2042) - \text{MES}(2027) = 17182.87 - 9778.12 = \mathbf{7404.75\text{Kg/j}}$$

On garde les mêmes caractéristiques du déssableur que celle pour l'horizon 2027

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

Tableau VI.4: Dimensions du déssableur-déshuileur.

Désignation	Unités	Horizons	
		2027	2042
Surface horizontale (Sh)	m ²	192	139.4
Volume (V)	m ³	384	278.7
Hauteur (H)	m	2	2
Largeur	m	5.65	4.82
longueur	m	34	28.9
Temps de séjour	min	5	5
Quantité d'air à injecter (q _{air})	m ³ d'air/h	6912	5016.6
Matières minérales en suspension totales (MMS)	Kg/j	2933.44	2221.42
Matières minérales en suspension éliminées	Kg/j	2053.41	1555
Matières minérales en suspension restantes	Kg/j	880.03	666.42
Matières volatiles en suspension totales	Kg/j	6844.68	5183.32
Matières en suspension restantes	Kg/j	7724.71	5849.75

VI-3-Traitement primaire

Le calcul du décanteur primaire se fera en fonction de la vitesse de chute limitée des particules et du temps de séjour de l'effluent et de la charge de l'effluent en pollution. Le temps de séjour est compris entre 1 et 2 heures. La hauteur minimale du décanteur est de 2m.

La vitesse limite est donnée par la relation suivante:

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

Avec:

$$\checkmark Q_{pts}: \text{débit de pointe à temps sec. (m}^3/\text{h)}$$

$$\checkmark Q_{moy}: \text{débit moyen horaire. (m}^3/\text{h)}$$

Les valeurs de la vitesse limite en fonction de Q_{moy} sont représentées dans le tableau VI.6:

Tableau VI.5: Valeurs de V_{limite} .

K	2.5	3	5	8	10
V_{limite} (m/h)	2	2.5	3.75	5	6

* **Horizon 2027**

On a $Q_{pts} / Q_{moy h} = 1.65$ donc prend $V_{limite} = 2 \text{ m/h}$.

1- La surface horizontale du décanteur

$$S_h = Q_{pt} / V_{limite} \dots \dots \dots (VI.11)$$

$$S_h = 4608 / 2 = 2304 \text{ m}^2$$

Avec: Q_{pt} : débit de pointe de la station.

$S_h = 2304 \text{ m}^2$

2- Volume dudécanteur

Onprend $t_s=1h$

$$V=Q_{pt}.T_s= 4608 \times 1 = 4608m^3$$

$$V=4608m^3$$

3- Lahauteur dudécanteur

$$H=V/Sh=4608/2304=2$$

$$H= 2m$$

Remarque

Il faut prévoir une hauteur de revanche contre débordement de 0,75m; donc la hauteur totale est **H=2.75m.**

4- Le diamètre dudécanteur

$$D= \sqrt{\frac{4v}{\pi H}}$$

Avec:

- ✓ D: diamètre dudécanteur (m);
- ✓ V: volume dudécanteur (m³);
- ✓ h: hauteur dudécanteur (m).

Donc on aura: $D = 54.16 m$

$$D=54.16m$$

5- Détermination du temps duséjour

Pour le débit moyen horaire:

$$T_s = V/Q_{moy} = 4608/931.25 = 4.73h$$

$$T_s(Q_{moy})=4.73h$$

6- Calcul de la quantité de boues éliminées

Sachant que le décanteur primaire permet l'élimination de 35% de DBO₅ et 60% de MES et connaissant les charges de pollution à l'entrée dudécanteur:

- ✓ DBO₅ = 7682.81.Kg/j.
- ✓ MES₁ = 7724.71Kg/j.

Avec: MES₁: charge en matière en suspension à la sortie dudéssableur.

- Les charges éliminées par la décantation primaire sont donc:
 - $DBO_{5\text{éliminée}} = 0.35 \times DBO_5 = 0.35 \times 7682.81 = \mathbf{2689\text{Kg/j}}$
 - $MES_{\text{éliminée}} = 0.6 \times MES_1 = 0.6 \times 7724.7 = \mathbf{4634.82\text{Kg/j}}$

- Les charges à la sortie du décanteur primaire:
 - $MES_s = MES_1 - MES_{\text{éliminée}} = 7724.71 - 4634.82 = \mathbf{3089.9\text{Kg/j}}$
 - $DBO_{5s} = DBO_5 - DBO_{5\text{éliminée}} = 7682.81 - 2689 = \mathbf{5904.7\text{Kg/j}}$

* Pour l'horizon 2042 (extension)

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

$$Q_{pte} = Q_{pte(2042)} - Q_{pte(2027)}$$

$$\text{Donc: } Q_{pte} = 2.20923 - 1.28046 = \mathbf{0.929\text{m}^3/\text{s}}$$

Avec:

✓ Q_{ptp} : débit de la station (Débit de pointe).

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

$DBO_5 = DBO_5(2042) - DBO_5(2027) = 13500.82 - 7682.81 = 5818 \text{ Kg/j}$

$MES = 5849.75 \text{ Kg/j}$ (à la sortie du déssableur déshuileur)

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

Tableau VI.6: Dimensions du décanteur primaire pour les deux horizons.

désignation	Unité	Horizons	
		2027	2042
débit de la station (débit de pointe)	m^3/s	1.28	0.929
Surface horizontale	m^2	2304	1672.2
Volume	m^3	4608	3344.4
Hauteur d'eau + hauteur de vanne	m	2.75	2.75
Diamètre	m	54.16	46.14
MES entrées	Kg/j	7724.71	5849.75
DBO_5 entrée	Kg/j	7682.81	5818
MES éliminée	Kg/j	4634.82	3509.85
DBO_5 éliminée	Kg/j	2689	2036.3
MES sorties	Kg/j	3089.9	2308.15
DBO_5 sortie	Kg/j	4904.7	2339.9

VI-4-Le traitement secondaire

Le traitement biologique à boues activées sera réalisé dans un ensemble complet qui

comprend:

- ✓ Les bassins d'aération;
- ✓ Les décanteurs secondaires (clarificateur).

Pour le traitement biologique, on étudiera les deux variantes à faible charge et moyenne charge.

VI-4-1-Variante à faible charge

Elle se caractérise par:

☞ **Charge massique:**

$0.1 < C_m < 0.2 \text{ Kg DBO}_5 / \text{Kg MVSj}$

On prendra:

$C_m = 0.2 \text{ Kg DBO}_5 / \text{Kg MVSj}$

☞ **Charge volumique**

$0.3 < C_v < 0.6 \text{ Kg DBO}_5 / \text{m}^3 \text{j}$

On prendra:

$C_v = 0.5 \text{ Kg DBO}_5 / \text{m}^3 \text{j}$.

*** Horizon 2027**

VI-4-1-1-Dimensionnement du bassin d'aération

Le bassin d'aération sera de forme rectangulaire de hauteur H , largeur B , et longueur L . Le bassin sera de forme carrée donc $L=B$.

La charge polluante à l'entrée du bassin d'aération est:

☞ Charge polluante en DBO₅ (sans décanteur primaire):

$$L_0 = 7683 \text{ kg/j.}$$

☞ Concentration en DBO₅:

$$[\text{DBO}_5] = 343.75 \text{ mg/l.}$$

1- Le volume du bassin d'aération

$$C_v = L_0 / V \dots\dots\dots (\text{VI.12})$$

✓ C_v : Charge volumique (kg DBO₅/m³.j). $C_v = 0.5 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3/\text{j}$

✓ L_0 : charge polluante à l'entrée du bassin (sans décantation primaire) (kg DBO₅/j).

$$L_0 = 7683 \text{ kg/j}$$

D'où: $V = L_0 / C_v = 7683 / 0,5 = 15366 \text{ m}^3$ ⇒ $V = 15366 \text{ m}^3$

Etant donné le volume important du bassin d'aération et pour une meilleure gestion et facilité d'entretien, on prévoit deux bassins d'aérations de même volume $V_{b1} = V_{b2} = V/2 = 7683 \text{ m}^3$.

$V_{b1} = V_{b2} = 7683 \text{ m}^3$

2- La hauteur du bassin

Elle est prise généralement entre 3 et 5 m on prend: ⇒

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

5- Calcul de la masse totale des boues dans le bassin (X_a)

3- Surface horizontale du bassin

$$S_h = V/H = 7683/5 = 1537 \text{ m}^2$$

$$X_a = L_0 / C_m$$

4- Calcul des cotés du bassin

On a opté pour un bassin de forme carrée $S_h = L^2$

$$L = \sqrt{S_h} = 39.2 \text{ m}$$

H =5m

L=39.2m

S_h=1537m²

Avec:

- ✓ C_m:Chargemassique(kgDBO₅/kgMVS/j).C_m =**0.2KgDBO₅/kg**
MVS/j
 - ✓ L₀:chargepolluanteàl'entréedubassin(sansdécantationprimaire)
(kgDBO₅/j). **L₀= 7683kg/j**
-
-

X_a= 7683/0.2 =38415kg

X_a=38415Kg

6- Calcul de la concentration de boues dans le bassin [X_a]

$$a/V \dots\dots\dots(VI.14)$$

Avec:

- ✓ X_a: masse totale des boues dans le bassin (Kg).
- ✓ V : Volume du bassin (m³)
- ✓ [X_a]: concentration des boues dans le bassin (Kg/m³)

$$x_a = 15366/7683 = 2.5 \text{ kg}$$

$$\text{[X}_a\text{]} = 2.5 \text{ Kg/m}^3$$

Remarque: La concentration des boues dans l'aérateur peut également être déterminée par le rapport des charges volumique et massique.

7- Calcul du temps de séjour

Avec: T_s = V/Q

- ✓ Q: Débit de la station (m³/h);
- ✓ V : Volume du bassin (m³);
- ✓ T_s: Temps de séjour (h).

- Pour le débit moyen horaire

$$T_s = \frac{V}{Q_{\text{moy}}} = \frac{15366}{931.25} = 16.5 \text{ h}$$

$$T_s = 16.5 \text{ h}$$

- Pour le débit de pointe

$$T_s = \frac{V}{Q_{\text{pt}}} = \frac{15366}{1536.55} = 10 \text{ h}$$

$$T_s = 10 \text{ h}$$

VI-4-1-2-Calcul de la charge polluante à la sortie

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

$$L_f = [\text{DBO}_5]_f \cdot Q_{\text{moyj}}$$

Avec:

- ✓ Q_{moyj} : Débit moyen journalier de la station (m³/j)
- ✓ $[\text{DBO}_5]_f$: Concentration finale de la DBO₅ à la sortie de la station (Kg/m³)
- ✓ L_f : Charge polluante en DBO₅ à la sortie du bassin d'aération.

D'où la charge polluante à la sortie est:

$$L_f = [\text{DBO}_5]_f \cdot Q_{\text{moyj}} = 0,03 \cdot 22350 = 670,5 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

$$L_f = 670,5 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

VI-4-1-3-Calcul de la charge polluante éliminée L_e

$$L_e = L_0 - L_f$$

Avec:

- ✓ L_e : charge en DBO₅ éliminée.
- ✓ L_0 : Charge polluante en DBO₅ à l'entrée du bassin d'aération.
- ✓ L_f : Charge polluante en DBO₅ à la sortie du bassin d'aération.

$$L_0 = 7683 \text{ Kg/j}$$

$$L_f = 670.5 \text{ Kg/j}$$

$$L_e = 7683 - 670.5 = 7012.5 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

$$\mathbf{L_e = 7012.5 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}}$$

VI-4-1-4-Le rendement épuratoire

$$ep = (L_0 - L_f) / L_0$$

Avec:

- ✓ L_0 : Charge polluante en DBO₅ à l'entrée du bassin d'aération.
- ✓ L_f : Charge polluante en DBO₅ à la sortie du bassin d'aération.
- ✓ ep : Rendement épuratoire.

$$ep = (7683 - 670.5) / 7683 = 91.27\%$$

$$\mathbf{ep = 91.27\%}$$

VI-4-1-5-Calcul des besoins en oxygène

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

$$q_{O_2} = aL_e + bXa \quad (\text{Kg/j}) \dots \dots \dots (\text{VI.15})$$

- ✓ L_e : DBO₅ 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 transformée en énergie des synthèses au cours de l'épuration etc' est aussi la quantité d'oxygène à fournir aux bactéries pour qu'elles synthétisent la matière vivante à partir d'une pollution.

$$0.48 < a' < 0.65 [5] \qquad \qquad \qquad \mathbf{a' = 0,6}$$

- ✓ b' : Fraction d'oxygène correspondante à la quantité de matière détruite par endogène

pour fournir l'énergie d'entretien.

$$0.07 < b' < 0.11 \quad [5]$$

$$b' = 0,1$$

a- Les besoins journaliers en oxygène

$$q_{O_2} = (0,6 \cdot 7012,5) + (0,1 \cdot 38415) = 8049 \text{ KgO}_2/\text{j.}$$

$$q_{O_2} = 8049 \text{ KgO}_2/\text{j}$$

b- La quantité d'oxygène horaire

$$q_{o_2/24} = 8049/24 = 335,375 \text{ KgO}_2/\text{h}$$

$$q_{O_2} = 335,375 \text{ KgO}_2/\text{h}$$

C- La quantité d'oxygène nécessaire par m³

du bassin

$$q_{o_2/m^3} = q_{o_2}/v = 8049/15366 = 0,52 \text{ KgO}_2/\text{m}^3/\text{j}$$

$$q_{O_2/m} = 0,52 \text{ KgO}_2/\text{m}^3/\text{j}$$

kgO₂ /kwh

2

$$E_n = \frac{q_{O_2}}{E_a} \dots \dots \dots (VI.17)$$

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

On prend: E_a = 1.5 kgO₂/kwh [3]

$$\text{Donc: } E_n = \frac{622.11}{1.5} = 414.74 \text{ kw}$$

E_n = 414.74 Kw

2- Puissance de brassage

Pour le brassage nous allons utiliser le système à aérateur mécanique de surface vu qu'il présente un très bon rendement, et sont largement utilisés de nos jours dans les stations d'épuration. Ils sont caractérisés par une vitesse élevée et un flux axial.

Les avantages de l'aérateur de surface sont:

- ✧ Coût d'investissement faible;
- ✧ Maintenance et exploitation facile;
- ✧ Bonne efficacité de transfert;
- ✧ Bonne adaptation aux fluctuations de débit.

La puissance de brassage est donnée par la relation suivante:

$$E_b = S_h \cdot P_a \dots \dots \dots (VI.18)$$

✓ P_a : puissance spécifique absorbée.

La puissance spécifique absorbée (P_a) pour les aérateurs de surface est $P_a = 80 \text{ w/m}^2$ [6]

✓ S_h : surface horizontale du bassin (m^2).

Donc $E_b = S_h \cdot P_a = 1537 \cdot 80 = 122.96 \text{ Kw}$.

$E_b = 122.96 \text{ Kw}$

3- Calcul de nombre d'aérateurs dans le bassin

Le brassage et l'oxydation seront assurés par un nombre d'aérateur ($N_{a\text{aérateur}}$) de surface à axe vertical déterminé par la formule suivante:

$$N_a = E_n / E_b$$

$N_a = 414.74 / 122.96 = 3.37$

On prend trois aérateurs (**$N_a = 4$**).

$N_a = 4$

D'où le nombre d'aérateurs pour toute l'installation est de 8 aérateurs.

VI-4-1-8-Bilande boues

1- Calcul de la quantité de boues en excès

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

$$\Delta X = X_{\min} + X_{dur} + a_m L_e - b X_a - X_{eff} \dots \dots \dots (VI.19)$$

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.

- ✓ a_m : Coefficient de rendement cellulaire (g cellulaires formées/g DBO₅ éliminées).
 a_m varie entre $0,55 < a_m < 0,65$. On prend $a_m = 0,6$.
- ✓ L_e : Quantité de DBO₅ à éliminer (Kg/j).
- ✓ b : Fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène.
 $b = 0,07$
- ✓ X_a : Masse totale de MVS dans le bassin (Kg).
- ✓ X_{eff} : Fuite des MES avec l'effluent (dépend des normes de rejet, on adopte généralement 30mg/l).

LachargejournalièreenMES àlasortiedudéssableurdéshuileurest:**7724.71Kg/j.**

• $X_{min}=0,3*7724.71=2317.413Kg/j$

$$\frac{X_{min}=2317.413Kg}{j}$$

• $X_{dur}=0.3MVS=0.3(0.7*7724.71)=1622.189kg/j$

$$\frac{X_{dur}=1622.189kg/j}{j}$$

• $a_mL_e=0.6*7012.5=4207.5Kg/j$

$$\frac{a_mL_e=4207.5Kg/j}{j}$$

• $bX_a=0.07*38415=2689.05Kg/j$

$$\frac{bX_a=2689.05Kg/j}{j}$$

• $X_{eff}=0.03*22350=670.5Kg/j$

$$\frac{X_{eff}=670.5Kg/j}{j}$$

Donc: $X= 2317.413+1622.189+4207.5-2689.05-670.5=4787.552Kg/j$

$$\frac{X=4787.552Kg/j}{j}$$

2- Concentration de boues en excès

$$X_m=1200/I_m.....(VI.20)$$

Avec:

- ✓ X_m : Concentration de boues en excès (kg/j).
- ✓ I_m : L'indice de Mohlman.: Indique la bonnedécantabilité des boues' il se trouve dans la fourchette: (100: 150ml/g)[11]

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.[2]

On prend: $I_m= 120ml/g.$

D'où: $X_m = \frac{1200}{120} = 10 \text{g/l}$.

$X_m = 10 \text{g/l}$

3- Le débit de boues en excès

Ce débit est donné par:

$Q_{\text{bexcès}} = \frac{X}{X_m}$
.....(VI.21)

Avec:

- ✓ X: Quantité de boues en excès;
- ✓ X_m : concentration des boues en excès.
- ✓ $Q_{\text{bexcès}}$: Débit des boues en excès.



Donc on aura: $Q_{\text{bexcès}} = \frac{4787.5}{10} = 478.75 \text{m}^3/\text{j}$

$Q_{\text{bexcès}} = 478.75 \text{m}^3/\text{j}$

4- Le débit spécifique par m³ de bassin

Le débit spécifique est donné par la formule suivante:

$$q_s = \frac{\Delta X}{V \cdot p} \dots \dots \dots (VI.22)$$

Avec:

- ✓ V: volume de bassin (m³);
- ✓ X: Quantité de boues en excès (Kg/j)

Donc: $q_{sp} = \frac{4787.5}{15366} = 0.31 \text{ Kg/m}^3/\text{j}$

q_{sp} = 0.31 Kg/m³/j

5- Les boues recyclées:

Le recyclage des boues se fait à fin de maintenir une concentration moyenne de boues dans le bassin d'aération constante, éviter l'accumulation de boues dans le clarificateur et aussi pour avoir un bon rendement épuratoire par optimisation de l'activité de la biomasse bactérienne.

6- Le taux de recyclage des boues «R»

- ✓ Il peut varier de 15 à 100% de débit de l'effluent produit. [8]
- ✓ Il est donné par l'expression suivante:

$$R = \frac{[X_a]}{X_m - [X_a]} \dots \dots \dots (VI.23)$$

Avec:

- ✓ R : taux de recyclage (%)
- ✓ [X_a]: concentration des boues dans le bassin = 2.5 Kg/m³

$R = \frac{2.5}{10 - 2.5} \times 100 = 33.33 \%$

R = 33.33%

7- Le débit des boues recyclées

Le débit des boues recyclé est tributaire du débit journalier arrivant à la station d'épuration, il est donné par la formule qui suit:

$$Q_r = R Q_{\text{moyj}} \dots \dots \dots (VI.24)$$

Donc on aura:

$$Q_r = 0.3333 \times 22350 = 7450 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_r = 7450 \text{ m}^3/\text{j}$$

8- Age des boues

C'est le rapport entre la quantité de boues présentes dans le bassin d'aération et celles extraites quotidiennement. Il précise le temps de séjour moyen des boues dans l'aérateur.

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X} \dots \dots \dots (VI.25)$$

Avec:

- ✓ A_b : Age des boues (j);
- ✓ X_a : Masse totale des boues dans l'aérateur (Kg)
- X: Boues en excès (Kg/j)
- ✓

$$A_b = 38415 / 4787.5 = 8.02 \text{ jours}$$

$A_b = 8.02 \text{ jours}$

VI-4-1-9-Dimensionnement du clarificateur (décanteur secondaire)

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

Données de base:

- ✓ Letemps deséjour: $t_s = (1,5 \div 2)$ heure. On prend $t_s = 1,5 \text{ h}$. [9]
- ✓ Ledébit de pointe en temps sec (de la station): $Q_{pts} = 404.352 \text{ m}^3/\text{h}$

a. Le volume du clarificateur

$$V = Q_p \cdot t_s = 1536.55 \cdot 1,5 = 2304.83 \text{ m}^3$$

✓ Pour le débit moyen horaire

$$T_s(Q_{moy}) = V / Q_{moy} = 2304.83 / 931.25 = 2.48 \text{ h}$$

b. Hauteur du clarificateur

La hauteur du décanteur est: $H = (3 \div 5) \text{ m}$.
On prend: $H = 5 \text{ m}$

c. La surface horizontale du décanteur

$$S_h = v/h = 2304.83/5 = 461 \text{ m}^2$$

d. Le diamètre du décanteur

$$D = \sqrt{\frac{4V}{\pi H}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 2304.83}{\pi \cdot 5}} = 27.09 \text{ m}$$

e. Le temps deséjour

$$T_s = v/Q$$

☞ **Lacharge polluante**

$$DBO_5 = DBO_5(2042) - DBO_5(2027) = 13500.82 -$$

$$7682.81 = 5818.01 \text{ Kg/j.}$$

$$MES = 5849.75 \text{ Kg/j. (à la sortie du dessableur déshuileur)}$$

Les résultats de dimensionnement sont reportés sur le tableau VI.7:

Tableau VI.7: Résultats de calcul du bassin d'aération et du clarificateur (2027 et 2042)

Désignation	Unité	Horizons	
		2027	2042
Données de base			
-Débit moyen journalier Q_{moyj}	m^3/j	22350	16925.12
-Débit moyen horaire Q_{moyh}	m^3/h	931.25	705.21
-Débit de pointe Q_{pts}	m^3/h	1536.55	1114.53
-Charge polluante à l'entrée L_0	Kg/j	7683	5849.75
-Concentration de l'effluent en DBO_5	mg/l	343.75	343.75
-Lacharge polluante à la sortie L_f	mg/l	670.5	507.75
-Lacharge polluante éliminée L_e	$Kg\text{DBO}_5/j$	7012.5	5342
	$Kg\text{DBO}_5/j$	91.27	91.32
Dimensions du bassin d'aération			
-Volume du bassin V	m^3	15366	11699.5
-Nombre de bassins	-	2	2
-Hauteur du bassin H	m	5.75	5.75
-Surface horizontale du bassin S_h	m^2	1537	1169.95
-Lecoté du bassin L	m	39.2	34.2
-La masse de boues dans le bassin X_a	Kg	38415	29249
-Concentration de boues dans le bassin $[X_a]$	Kg/m^3	2.5	2.5
-Temps de séjour T_s			
• débit moyen horaire			
Besoins en oxygène			
-Besoins journaliers en oxygène: q_{O_2}			
-La quantité d'oxygène horaire $q_{O_2}/24$	KgO_2/j	8049	6130.1
-La quantité d'oxygène nécessaire pour un m^3 du bassin q_{O_2}/m^3	KgO_2/h	335.37	255.4
	3	0.52	0.53
-Besoin en pointe horaire en	KgO_2/mj	423.03	322.2
Aérateur de surface			

Dimensionnement des ouvrages

-Besoinréeldepointeenoxygène	KgO ₂ /h	246.15	473.8
-Lapuissancenécessairedel'aération	Kwk	414.74	315.8
-puissancedebrassage	W	122.96	93.96
-nombred'aérateurs danslebassin	-	3	3

Tableau VI.7: Résultats de calcul du bassin d'aération et du clarificateur (2027 et 2042). (Suite)

Désignation	Unité	Horizons	
		2027	2042
Bilans des boues:			
-Quantité des boues en excès X	Kg/j	4787.55	3634
-Concentration de boues en excès X_m	Kg/m ³	10	10
-Le débit de boues en excès $Q_{bexcès}$	m ³ /j	478.75	363.4
-Le débit spécifique par m ³ de bassin q_{sp}	m ³ /j	0.31	0.31
-Le taux de recyclage des boues R	%	33.33	33.33
-Le débit des boues recyclées Q_r	Kg/m.j	7450	5641.6
	%	8.02	8.05
Dimensions du clarificateur:			
-forme	circulaire		
-Nombre de bassins	-	1	1
-Volume	m ³	2304.83	1671.8
Hauteur	m	5	5
-Surface horizontale	m ²	461	334.37
-Diamètre	m	27.09	20.63
-Temps de séjour T_s			
• débit moyen horaire	j	2.48	2.37
• débit de la station	:	1.5	1.5

VI-4-2-Variante à moyenne charge

Elle se caractérise par:

☞ Charge massique

$0,2 < C_m < 0,5 \text{ Kg DBO}_5 / \text{Kg MVS.j}$ On prendra: $C_m = 0.4 \text{ Kg DBO}_5 / \text{Kg MVS.j}$

☞ Charge volumique

$0,6 < C_v < 1,5 \text{ Kg DBO}_5 / \text{m}^3 / \text{j}$ On prendra: $C_v = 1.2 \text{ Kg DBO}_5 / \text{m}^3 / \text{j}$.

VI-4-2-1-Dimensionnement du bassin d'aération

Le bassin d'aération sera de forme rectangulaire de hauteur H , largeur B , et longueur L . Le bassin sera de forme carrée donc $L=B$.

La charge polluante à l'entrée du bassin d'aération est:

☞ Charge polluante en DBO_5 (avec décanteur primaire):

$$L_0 = 4904.7 \text{ kg/j.}$$

☞ Concentration en DBO₅:

$$[\text{DBO}_5] = 343.75 \text{ mg/l.}$$

1- Levolumedubassin d'aération

$$C_v = L_0/V$$

$$\checkmark C_v: \text{Charge volumique (kg DBO}_5/\text{m}^3 \cdot \text{j)}. C_v = 1.2 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3/\text{j}$$

✓ L_0 : charge polluante à l'entrée du bassin (avec décantation primaire) (kg DBO₅/j).

$$L_0 = 4904 \text{ kg/j}$$

D'où: $V = L_0 / C_v = 4904.7 / 1.2 = 4087.25 \text{ m}^3$

$$V = 4087.25 \text{ m}^3$$

2- La hauteur du bassin

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

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

$$H = 5 \text{ m}$$

3- Surface horizontale du bassin

$$S_h = V / H$$

Avec:

✓ H : hauteur du bassin (pris = 5 m)

✓ V : Volume du bassin (m^3)

$$S_h = 4087.25 / 5 = 817.45 \text{ m}^2$$

4- Calcul des dimensions du bassin

$$S_h = 817.45 \text{ m}^2$$

$$S_h = L \times B = L^2 \quad \Rightarrow L = \sqrt{817.45} = 28.6 \text{ m}$$

5- Calcul de la masse totale des boues dans le bassin (X_a)

$$L = B = 28.6 \text{ m}$$

$$X_a = \frac{L_0}{C_m}$$

Avec:

✓ C_m : Charge massique (kg DBO₅/kg MVS/j). $C_m = 0.4 \text{ Kg DBO}_5/\text{kg MVS/j}$

✓ L_0 : charge polluante à l'entrée du bassin (avec décantation primaire) (kg DBO₅/j).

$$L_0 = 4904.7 \text{ kg/j}$$

$$X_a = \frac{4904.7}{0.4} = 12261.75 \text{ kg}$$

6-

Calcul de la concentration de boues dans

le bassin $[X_a]$

$$X_a = 12261.75 \text{ Kg}$$

$$[X_a] = X_a / V$$

Avec:

- ✓ X_a : masse totale des boues dans le bassin (Kg);
- ✓ V : Volume du bassin (m^3);
- ✓ $[X_a]$: concentration des boues dans le bassin (Kg/m^3).

$$[X_a] = \frac{12261.75}{4087.25} = 3 \text{ kg}/\text{m}^3$$

$$\underline{\underline{[X_a] = 3 \text{ Kg}/\text{m}^3}}$$

Remarque: La concentration des boues dans l'aérateur peut également être déterminée par le rapport des charges volumique et massique.

$$[Xa] = \frac{1.2}{0.4} = 3 \text{ kg/m}^3$$

$$[Xa] = 3 \text{ Kg/m}^3$$

7- Calcul du temps de séjour

$$T_s = V/Q$$

Avec:

- ✓ Q: Débit de la station (m^3/h);
- ✓ V : Volume du bassin (m^3);
- ✓ T_s : Temps de séjour (h).

- **Pour le débit moyen horaire**

$$T_s = \frac{V}{Q_{moy}} = \frac{4087.5}{931.25} = 4.4 \text{ h}$$

$$T_s = 4.4 \text{ h}$$

- **Pour le débit de pointe**

$$T_s = \frac{V}{Q_{pt}} = \frac{4087.5}{1536.55} = 2.66 \text{ h}$$

$$T_s = 2.66 \text{ h}$$

VI-4-2-2- Calcul de la charge polluante à la sortie

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

$$L_f = [DBO_5]_f \cdot Q_{moyj}$$

Avec:

- ✓ Q_{moyj} : Débit moyen journalier de la station (m^3/j);
- ✓ $[DBO_5]_f$: Concentration finale de la DBO₅ à la sortie de la station (Kg/m^3);
- ✓ L_f : Charge polluante en DBO₅ à la sortie du bassin d'aération.

D'où la charge polluante à la sortie est:

$$L_f = [DBO_5]_f \cdot Q_{moyj} = 0,03 \cdot 22350 = 670.5 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

$$L_f = 670.5 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

VI-4-2-3-Calcul de la charge polluante éliminée L_e

$$L_e = L_0 - L_f$$

Avec:

- ✓ L_e : charge en DBO₅ éliminée.
- ✓ L_0 : charge polluante en DBO₅ à l'entrée du bassin d'aération.
- ✓ L_f : charge polluante en DBO₅ à la sortie du bassin d'aération.

$$L_0 = 4904.7 \text{ Kg/j}$$

$$L_f = 670.5 \text{ Kg/j}$$

$$L_e = 4904.7 - 670.5 = 4234.2 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

$$L_e = 4234.2 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

VI-4-2-4-Le rendement épuratoire

$$ep = (L_0 - L_f) / L_0$$

Avec:

- ✓ L_0 : Charge polluante en DBO₅ à l'entrée du bassin d'aération.
- ✓ L_f : Charge polluante en DBO₅ à la sortie du bassin d'aération.
- ✓ ep : Rendement épuratoire.

$$ep = (4904.7 - 670.5) / 4904.7 = 86.32\%$$

ep = 86.32%

VI-4-2-5-Calcul des besoins en oxygène

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

$$q_{O_2} = aL_e + bXa \quad (\text{Kg/j})$$

- ✓ L_e : DBO₅ 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 transformée en énergie des synthèses au cours de l'épuration etc. c'est aussi la quantité d'oxygène à fournir aux bactéries pour qu'elles synthétisent la matière vivante à partir d'une pollution.
 $0.48 < a' < 0.65$ **a' = 0,6**
- ✓ b' : Fraction d'oxygène correspondante à la quantité de matière détruite par endogène pour fournir l'énergie d'entretien.
 $0.07 < b' < 0.11$ **b' = 0,1**

✓ Les besoins journaliers en oxygène

$$q_{O_2} = (0,6 \cdot 4234,2) + (0,1 \cdot 12261,75) = 3766,7 \text{ KgO}_2/\text{j}$$

q_{O2} = 3766.7 KgO₂/j

✓ La quantité d'oxygène horaire

$$q_{O_2/24} = 3766,7 / 24 = 159,94 \text{ KgO}_2/\text{h}$$

q_O = 159.94 KgO₂/h

2

3

3

= 0.96 KgO₂/m³ j

✓ La quantité

d'oxygène nécessaire par m³ bassin

$$q_{O_2/m^3} = q_{O_2}/v = 3766.7/4087.25 = 0.92 \text{ KgO}_2/\text{m}^3 \cdot \text{j}$$

✓ La quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe

$$q_{O_2pte} = (a' \cdot L_e / T_d) + (b' \cdot X_a / 24)$$

$$q_{O_2/m} = 0.92 \text{ KgO}_2/\text{m}^3 \cdot \text{j}$$

T_d: période diurne en heures T_d=16h.

$$q_{O_2pte} = (0,6.4234.2/16) + (0,1.12261.75/24) = 209.87 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

$$q_{O_2pte} = 209.87 \text{ KgO}_2/\text{h}$$

VI-4-2-6- Calcul des besoins réels en oxygène

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

Le passage des conditions théoriques aux conditions réelles s'effectue à l'aide des coefficients correcteurs.

$$q_{o_2 \text{réel}} = q_{o_2} / \alpha$$

✓ 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.

$$= \frac{cs(\text{eau usée})}{cs(\text{eau épurée})} = 0.8$$

✓ β : Tel que: 0,8 0,95, On prend: = 0,85

Horaires: $q_{o_2 \text{réel}} = \frac{209.87}{0.8 * 0.85} = 308.64 \text{ kg } o_2/h$

$$q_{O_2 \text{réel}} = 308.64 \text{ Kg } O_2/h$$

Journalier: $q_{o_2 \text{réel jour}} = \frac{3766.7}{0.8 * 0.85} = 5539.26 \text{ kg } o_2/j.$

VI-4-2-7- Caractéristiques de l'aérateur

1- Calcul des besoins en énergie dans le bassin d'aération (E_n)

Les rapports spécifiques des aérateurs de surface ont souvent été compris entre 1 et 2

$$\frac{\text{kg } O_2}{\text{kwh}}$$

$$E_n = q_{o_2} / E_a$$

✓ E_n : Puissance de l'aération nécessaire.

✓ q_{o_2} : besoin réel en oxygène de pointe (kg/h)

✓ E_a : quantité d' O_2 par unité de puissance.

On prend: $E_a = 1.5 \text{ kg } O_2/\text{kwh}$

$$\text{Donc: } E_n = \frac{308.64}{1.5} = 205.76 \text{ Kw}$$

$$E_n = 205.76 \text{ Kw}$$

2- Puissance de brassage

Pour le brassage nous allons utiliser le système à aérateur mécanique de surface vu qu'il présente un très bon rendement, et sont largement utilisés de nos jours dans les stations d'épuration. Ils sont caractérisés par une vitesse élevée et un flux axial.

Les avantages de l'aérateur de surface sont:

- ✧ Coût d'investissement faible;
- ✧ Maintenance et exploitation facile;
- ✧ Bonne efficacité de transfert;
- ✧ Bonne adaptation aux fluctuations de débit.

La puissance de brassage est donnée par la relation suivante:

$$E_b = S_h \cdot P_a$$

✓ P_a : puissance spécifique absorbée.

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

✓ S_h : surface horizontale du bassin (m^2).

$$\text{Donc: } E_b = S_h \cdot P_a = 817.3 \cdot 80 = 65.38 \text{ Kw.}$$

$$E_b = 65.38 \text{ Kw}$$

3- Calcul de nombre d'aérateurs dans le bassin

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

$$N_a = E_n / E_b$$

$$N_a = 308.64 / 65.38 = 4.72$$

On prend trois aérateurs ($N_a = 5$).

$$N_a = 5$$

VI-4-2-8-Bilande boues

1- Calcul de la quantité des boues en excès

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

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

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

La charge journalière en MES à la sortie du decanteur primaire est: **1650.33Kg/j**.

$$X_{\min} = 0,3 * 3089,9 = 926,97 \text{Kg/j}$$

$$X_{\text{dur}} = 0,3 \text{MVS} = 0,3(0,7 * 3089,9) = 648,88 \text{kg/j}$$

$$a_m L_e = 0,6 * 4234,2 = 2540,52 \text{Kg/j}$$

$$b X_a = 0,07 * 12261,75 = 858,32 \text{Kg/j}$$

$$X_{\text{eff}} = 0,03 * 22350 = 670,5 \text{Kg/j}$$

Donc on aura:

$$X = 926,97 + 648,88 + 2540,52 - 858,32 - 670,1 = 2587,95,16 \text{Kg/j}$$

$$X = 2587,95 \text{Kg/j}$$

2- Concentration de boues en excès

$$X_m = \frac{1200}{I \cdot m}$$

Avec:

- ✓ X_m : Concentration de boues en excès (kg/j).
- ✓ I_m : L'indice de Mohlman. : Indique la bonnedécantabilité des boues s'il se trouve dans la fourchette: (100:150ml/g)

Cet indice représente le volume occupé par un gramme de poids sec de boues après décantation d'une demi-heure dans une éprouvette de 1 litre.

On prend: $I_m = 120 \text{ ml/g}$.

D'où: $X_m = \frac{1200}{120} = 10 \text{ g/l}$.

$X_m = 10 \text{ g/l}$

3- Le débit de boues en excès

Ce débit est donné par: $Q_{b \text{ excès}} = X / X_m$

Avec:

- ✓ X : Quantité de boues en excès;
- ✓ X_m : concentration des boues en excès.
- ✓ $Q_{b \text{ excès}}$: Débit des boues en excès.

Donc on aura: $Q_{b \text{ excès}} = \frac{2588}{10} = 258.8 \text{ m}^3/\text{j}$

$Q_{b \text{ excès}} = 258.8 \text{ m}^3/\text{j}$

4- Le débit spécifique par m³ de bassin

Le débit spécifique est donné par la formule suivante:

✓ V : volume de bassin (m^3);

:

Avec:

v

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

✓ X: Quantité de boues en excès (Kg/j)

Donc $D = 2587.95 / 4087.25 = 0.63 \text{ kg/m}^3/\text{j}$

~~$q_{sp} = 0.63 \text{ Kg/m}^3/\text{j}$~~

5- Les boues recyclées

Le recyclage des boues se fait à fin de maintenir une concentration moyenne de boues dans le bassin d'aération constante, éviter l'accumulation de boues dans le clarificateur et aussi pour avoir un bon rendement épuratoire par optimisation de l'activité de la biomasse bactérienne.

6- Le taux de recyclage des boues «R»

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

$$R = \frac{[X_a]}{X_m - [X_a]}$$

-R :taux derecyclage(%)

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

$$R = 3 / (10 - 3) \times 100 = 42.85 \%$$

R= 42.85%

7- Le débit des boues recyclées

Le débit des boues recyclées est tributaire du débit journalier arrivant à la station d'épuration, il est donné par la formule qui suit:

$$Q_r = R Q_{moyj}$$

Donc aura:

$$Q_r = 0.4285 \times 5337.65 = 2287.56 \text{ m}^3/\text{j}$$

Q_r = 2287.56 m³/j

8- Age des boues

C'est le rapport entre la quantité de boues présentes dans le bassin d'aération et celles extraites quotidiennement. Il précise le temps des jours moyens des boues dans l'aérateur.

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X}$$

Avec:

- ✓ A_b: Age des boues (j);
- ✓ X_a: masse totale des boues dans l'aérateur (Kg)
- ✓ X: Boues en excès (Kg/j)

$$A_b = 12267 / 2587.95 = 4.74 \text{ jours}$$

A_b = 4.74 jours

VI-4-2-9- Dimensionnement du clarificateur (décanteur secondaire)

Nous optons pour un décanteur de forme circulaire, muni d'un pontacleur de surface (récupération des flottants) et un racleur de fond pour une concentration des boues décantées vers le centre de l'ouvrage d'où une partie est reprise pour le recyclage et l'autre partie des boues

(la fraction en excès) est évacuée vers les ouvrages de traitement des boues.

Données de base

✓ Le temps de séjour: $t_s = (1,5 \div 2)$ heure. On prend $t_s = 1,5$ h.

✓ Le débit de pointe (débit de la station): $Q_{pts} = 4608 \text{ m}^3/\text{h}$

Remarque

Le dimensionnement du clarificateur est le même que pour la variante à faible charge.

* Horizon 2042 (extension)

Pour l'horizon 2042, le clarificateur sera dimensionné avec la différence des débits des deux horizons, et le bassin d'aération avec la différence des charges polluantes.

☞ Le débit

$$Q_p = Q_p(2042) - Q_p(2027) = 2.20923 - 1.28046 = 0.929 \text{ m}^3/\text{s}$$

Avec:

✓ Q_p : Débit de pointe (débit de la station).

☞ **Lacharge polluante (à la sortie du décanteur primaire)**

DBO5=2339.9Kg/j.

MES =2308.15Kg/j.

Les résultats de dimensionnement sont reportés sur le tableau VI.8:

Tableau VI.8: Résultats de calcul du bassin d'aération et du clarificateur pour les deux horizons 2027 et 2042.

Désignation	Unité	Horizons	
		2027	2042
Données de base			
-Débit moyen journalier Q_{moyj}	m^3/j	22350	16925.13
-Débit moyen horaire Q_{moyh}	m^3/h	931.25	705.21
-Débit de pointe Q_{pts}	m^3/h	1536.55	1114.5
-Charge polluante à l'entrée L_0	m^3/h	4904.7	2152.3
-Concentration de l'effluent en DBO5	Kg/j	343.75	343.75
-Lacharge polluante à la sortie L_f	mg/l	670.5	206.5
-Lacharge polluante éliminée L_e	KgDBO5/j	4234.2	434.97
Dimensions du bassin d'aération			
-Volume du bassin V	m^3	4090.47	398.35
-Nombre de bassins	-	1	1
-Hauteur du bassin H	m	5.75	4.75
-Surface horizontale du bassin S_h	m^2	817.3	99.59
-Le coté du bassin L	m^2	28.6	10
-La masse de boues dans le bassin X_a	m	12291.75	1195.05
-Concentration de boues dans le bassin [Xa]	Kg	3	3
-Temps de séjour T_s	Kg/m^3		
• débit moyen horaire		4.4	6.66
• débit de pointe (Débit de pointe)			
Besoins en oxygène			
-Besoins journaliers en oxygène: q_{O2}	KgO2/j	3766.7	382.29
-La quantité d'oxygène horaire $q_{O2/24}$	KgO2/h	159.94	15.93
-La quantité d'oxygène nécessaire pour un m^3 du bassin q_{O2/m^3}	KgO2/ m^3	0.92	0.96
-Besoin en pointe horaire en	j	209.87	21.29
Aérateurs de surface			
-Besoin réel de pointe en oxygène	KgO2/h	308.64	31.31
-La puissance nécessaire de l'aération	Kw	205.76	20.87
-puissance de brassage	kW	65.38	7.97
-nombre d'aérateurs dans le bassin		3	3
Bilans des boues			

Dimensionnement des ouvrages

-Quantité des boues en excès X	Kg/j	2587.95	360.55
-Concentration de boues en excès X_m	Kg/m ³	10	10
-Le débit de boues en excès $Q_{bexcès}$	3	258.8	36.06
-Le débit spécifique par m ³ de bassin q_{sp}	m/j	0.63	0.91

Tableau VI.8: Résultats de calcul du bassin d'aération et du clarificateur pour les deux horizons 2027 et 2042. (suite)

Désignation	Unité	Horizons	
		2027	2042
- Letaux de recyclage des boues R	%	42.85	42.85
- Le débit des boues recyclées Qr	m ³ /j	258.8	614.89
- Age des boues Ab	j	4.74	3.31
Dimensions du clarificateur			
- forme	circulaire		
- Nombre de bassins	-	1	1
- Volume	m ³	2304.8	1671.8
Hauteur	m	5	5
- Surface horizontale	m ²	461	334.37
- Diamètre	m	27.1	20.63
- Temps de séjour Ts			
• débit moyen horaire	i	2.48	2.37

VI-5-Le traitement tertiaire (la désinfection)

Pour des raisons économiques et de disponibilité, la désinfection se fera par l'hypochlorite de sodium aussi appelée eau de javel.

Le traitement tertiaire est le même pour les deux variantes, à faible et moyenne charge.

*** Horizon 2027**

VI-5-1-Calcul de la dose de chlore à injecter

Pour traiter un effluent dans des conditions normales, la dose de chlore nécessaire varie de 5 à 10 mg/l pour un temps de contact de 30 minutes. [14]

On utilisera une dose de 10 mg/l. La dose journalière en chlore sera donc:

$$D_j = Q_{moyj} * Cl_2 = 22350 * 0.01 = 223.5 \text{ Kg/j.}$$

D_j = 223.5 Kg/j

VI-5-2-Calcul de la quantité d'eau de javel

On prend une solution d'hypochlorite à 20°C. [8]

1° de chlorométrie	→	3.17 g de Cl ₂ / l NaClO	} C _{javel} = 20 * 3.17 / 1 = 63.4 g Cl ₂ / NaClO
20° de chlorométrie	→	C _{javel}	

VI-5-3-Quantité journalière d'hypochlorite de sodium

$$C_{\text{javel}} = 63.4 \text{g Cl}_2 / \text{l NaClO}$$

$$\begin{array}{l} 1 \text{m}^3 \text{ de NaClO} \longrightarrow 63.4 \text{Kg de Cl}_2 \\ Q_j \longrightarrow 223.5 \text{Kg} \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} 1 \text{m}^3 \text{ de NaClO} \\ Q_j \end{array}} \right\} Q_j = 223.5 / 63.4 = 3.52 \text{m}^3 \text{ NaClO/j}$$

$$Q_j = 3.52 \text{m}^3 \text{ NaClO/j}$$

VI-5-4-Quantité annuelle d'hypochlorite de sodium

$$Q_a = Q_j * 365 = 1284.8 \text{ m}^3 \text{ NaClO/an}$$

$$Q_a = 1284.8 \text{ m}^3 \text{ NaClO/an}$$

VI-5-5-Dimensionnement du bassin de désinfection

- $Q_{pts} = 4608 \text{ m}^3/\text{h}$ (débit de pointe);
- $T_s = 30 \text{ mn}$;
- Le bassin est de forme rectangulaire;

1- Le volume du bassin

$$V = Q_{pte} * T_s = 4608 * 30 / 60 = 2304 \text{ m}^3$$

$$V = 2304 \text{ m}^3$$

2- La hauteur du bassin

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

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

3- La surface horizontale

$$S_h = V / H = 2304 / 4 = 576 \text{ m}^2$$

$$S_h = 576 \text{ m}^2$$

4- La largeur et la longueur

On prend: $L = 2 * B$

Donc on aura: $B = (S_h / 2) = 17 \text{ m}$

$$B = 17 \text{ m}$$

Alors: $L = 2 * 17 = 34 \text{ m}$

Avec:

$$L = 34 \text{ m}$$

- ✓ L : longueur du bassin de désinfection.
- ✓ B : largeur du bassin de désinfection.

*** Horizon 2042**

Pour l'horizon 2042 on dimensionne le bassin de désinfection avec la différence des débits des deux horizons à savoir:

☞ **Le débit moyen journalier**

☞ **Le débit moyen journalier**

$$Q_{moy j} = Q_{moy j}(2042) - Q_{moy j}(2027) = 23500 - 16925.13 = 6574.9 \text{ m}^3/\text{j}$$

☞ **Le débit de la station**

$$Q_p = Q_p(2042) - Q_p(2027) = 2.20923 - 1.28046 = \mathbf{0.929 \text{ m}^3/\text{s}}$$

La forme du bassin de désinfection restera la même pour les deux horizons. Les résultats de dimensionnement pour les deux horizons sont reportés dans le tableau suivant:

Tableau VI.9: Dimensions du bassin de désinfection.

Caractéristiques du bassin	Unité	Horizon	
		2027	2042
Dose journalière en chlore (Dj)	Kg/j	223.5	165.75
Quantité d'hypochlorite journalière (Qj)	m ³ /j	3.52	1.04
Quantité d'hypochlorite annuelle (Qa)	m ³ /an	1284.8	378.52
Volume	m ³	2304	1672.2
Hauteur	m	4	4
surface horizontale	m ²	576	418.05
Longueur	m	34	28.9
Largeur	m	17	14.45

VI-6- Traitement des boues

VI-6-1- Variante à faible charge

* Horizon 2027

VI-6-1-1- Épaississeur

Étant donné l'absence du décanteur primaire dans la variante à faible charge, l'épaississeur reçoit les boues secondaires uniquement:

1- Les boues issues du décanteur secondaire

Les boues secondaires représentent les boues en excès: $DX_s = 2531.51 \text{ Kg/j}$.

$$DX_s = 4787.5 \text{ Kg/j}$$

2- La concentration des boues

À l'entrée de l'épaississeur les boues fraîches ont les concentrations moyennes suivantes :

- Boues secondaire: (10÷30) g/l [11]

3- Le débit arrivant du décanteur secondaire (le débit total)

$$Q_t = Q_2 = DX_s / S_2 = 4787.5 / 20 = 239.37 \text{ m}^3/\text{j}$$

On prendra $S_2 = 20 \text{ g/l}$

4- Le volume de l'épaississeur

$$V = Q_t \cdot T_s = 239.37 \cdot 2 = 478.75 \text{ m}^3$$

T_s : temps de séjour = 2j

5- La surface horizontale

Pour une profondeur $H = 4 \text{ m}$. On calcule:
 $S_h = V/H = 478.75 / 4 = 119.7$

m²

$$Q_t = 239.75 \text{ m}^3/\text{j}$$

6- Le diamètre

Notre épaisseur a une forme circulaire de diamètre:

$$V = 478.8 \text{ m}$$

$$S_h = 119.7 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S_h}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 119.7}{\pi}} = 12.34 \text{ m}$$

$$D = 12.7 \text{ m}$$

7- Calcul du débit des boues épaissies

La concentration des boues après épaissement par décantation est de l'ordre de 80 à 100
g/l. [9] on prend: $C_{be} = 85 \text{ g/l}$.

$$Q_d = DX_t / 85 = 4787.5 / 85 = 56.32 \text{ m}^3/\text{j.}$$

$$Q_d = 56.32 \text{ m}^3/\text{j.}$$

VI-6-1-2-Lits deséchage

1- Calcul des lits deséchage

Nous avons choisies dimensions suivantes

$$b = 8 \text{ m}; L = 20 \text{ m}; H = 0.4 \text{ m}$$

2- Le volume de boues épandues sur chaque lit

$$V = b * L * H$$

3- La quantité des boues à extraire quotidiennement

$$V = 64 \text{ m}^3$$

Leséchages 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 concentration des boues du stabilisateur varie entre 80 à 100 g/l. [4]
on prend = 85 g/l.

D'où le volume journalier des boues à extraire est: $V_1 = 56.32 \text{ m}^3$.

* Horizon 2042

4- Nombre de lits nécessaires à chaque épandage

$$N > v_1 / v = 56.32 / 64 = 0.88 \text{ on prend } n = 1$$

5- Volume des boues épandues par lit et par an

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

$$V_2 = 12 * V = 12 * 64 = 768 \text{ m}^3$$

6- Volume des boues à sécher par an

$$V_{ba} = v_1 * 365 = 56.32 * 365 = 20556.8 \text{ m}^3$$

7- Nombre de lits nécessaire

$$N > v_{ba} / v_2 = 20556.8 / 768 = 26.77 \text{ lits}$$

8- Surface nécessaire

$$S = S_0 * N$$

Où: S_0 c'est la surface du lit deséchage: $S_0 = L * b = 20 * 8 = 160 \text{ m}^2$

$$s = 160 * 27 = 4320 \text{ m}^2.$$

$$V_1 = 56.32\text{m}^3$$

$$N=1$$

$$V_2 = 768\text{m}^3$$

$$V_{ba} = 20556.8\text{m}^3$$

$$s = 4320\text{m}^2.$$

Le dimensionnement de l'épaisseur pour l'horizon 2042 est basé sur le même principe que pour 2027. Les résultats de dimensionnement pour les deux horizons sont reportés dans le tableau suivant:

Tableau VI.10: Dimensionnement de l'épaisseur et lits de séchage (2027 et 2042).

Désignations	unité	Horizons	
		2027	2042
Dimensions de l'épaisseur			
Boues issues du décanteur secondaire	kg/j	4787.5	3634
Le débit total de boues issues du décanteur secondaire	m ³ /j	239.75	181.7
Hauteur	m	4	4
Surface horizontale	m ²	119.7	90.85
Volume	m ³	478.75	363.4
Diamètre	m	12.7	10.75
Lits de séchage			
Le volume de boues épandues sur chaque lit	m ³	64	64
Le volume des boues à extraire/j	m ³ /j	56.32	42.75
Volume des boues épandues par lit et par an	m ³	768	768
Volume des boues à sécher par an	m ³	20556.8	15604.8
Nombre de lits nécessaires	-	27	21
Surface nécessaire	m ²	4320	3360

VI-6-2-Variante à moyenne charge

* **Horizon 2027**

VI-6-2-1-L'épaisseur

Il reçoit les boues issues du décanteur primaire et secondaire.

La production journalière des boues est de:

1- Boues issues du décanteur primaire

La boue primaire: $DX_p = DBO_5 \text{ éliminée} + MES \text{ éliminée}$

$$DX_p = 2689 + 4634.82 = 7323.82 \text{ Kg/j}$$

2- Boues issues du décanteur secondaire

Boues secondaire $DX_s = 4787.5 \text{ Kg/j}$ (Représente les boues en excès)

3- La quantité totale journalière des boues sera

$$DX_t = DX_p + DX_s = 7323.82 + 4787.5 = 12111.32 \text{ Kg/j}$$

4- La concentration des boues

$DX_t = 12111.32 \text{ Kg/j}$

À l'entrée de l'épaississeur les boues fraîches ont les concentrations moyennes suivantes :

- Boues primaires : $(20 \div 30) \text{ g/l}$ [11]

- Boues secondaire : $(10 \div 30) \text{ g/l}$ [11]

5- Calcul du débit journalier reçu par l'épaississeur

Calcul du débit journalier de boues entrant dans l'épaississeur:

a- Le débit arrivant du décanteur primaire

$$Q_1 = DX_p / S_1$$

DX_p : quantité issues du décanteur primaire

S_1 : concentration des boues. On prendra $S_1 = 25 \text{ g/l}$

$$Q_1 = 7323.82 / 25 = 292.95 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_1 = 292.95 \text{ m}^3/\text{j}$$

b- Le débit arrivant du décanteur secondaire

$$Q_2 = DX_s / S_2$$

S₂: concentration des boues. On prendra S₂ = 10 g/l

$$Q_2 = 4787.5 / 10 = 478.75 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_2 = 478.75 \text{ m}^3/\text{j}$$

c- Le débit total (Q_t)

$$Q_t = Q_1 + Q_2 = 292.95 + 478.75 = 771.7 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_t = 771.7 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$S = 15.7 \text{ Kg/m}^3$$

d- La concentration du mélange (S)

$$S = DX_t / Q_t = 12111.3 / 771.7 = 15.7 \text{ Kg/m}^3$$

$$V = 1543.4 \text{ m}^3$$

6- Le volume de l'épaisseur

$$V = Q_t \cdot T_s = 771.7 \cdot 2 = 1543.4 \text{ m}^3$$

T_s : temps de séjour = 2j.

$$S_h = 385.85 \text{ m}^2$$

7- La surface horizontale

Pour une profondeur de H = 4m. On calcule:

$$S_h = V / H = 1543.4 / 4 = 385.85 \text{ m}^2$$

8- Le diamètre:

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S_h}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 385.85}{\pi}} = 22.16 \text{ m}$$

$$D = 22.16 \text{ m}$$

9- Caractéristiques des boues épaissies

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

10- Calcul du débit des boues épaissies

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

$$Q_d = DX_t / 85 = 12111.3 / 85 = 142.5 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_d = 142.5 \text{ m}^3/\text{j}$$

VI-6-2-2-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. [4]

1- La quantité de MVS contenue dans les boues

$$\text{MES} = 7724.71 \text{ kg/j}$$

$$\text{MMS} = 2317.41 \text{ kg/j}$$

$$\text{MVS} = 5407.3 \text{ kg/j}$$

2- La quantité de MVS à la sortie du bassin de stabilisation

$$\text{MVS}_s = \text{MVS} - 0.45 \cdot \text{MVS} = 5407.3 - 0.45 \cdot 5407.3 = 3244.4 \text{ kg/j}$$

$$\text{MVS}_s = 3244.4 \text{ kg/j}$$

3- Temps de séjour

L'élimination des MVS est souvent traduite par la relation suivante:

$$B = B_0 \cdot 10^{K_S T} \dots\dots\dots(VI.26)$$

- ✓ B_0 : représente la quantité de MVS au temps initiale;
- ✓ B_a : représente la quantité de MVS au temps t ;
- ✓ 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 varient entre 0,5 et 0,05, nous prenons **$K_S = 0,05$** .

L'alimentation se faisant régulièrement une fois par jour et le mélange étant inégale, la fraction volatile de boues maintenues dans le bassin sera telle que:

$$B_a = B_0 \cdot 10^{K_S T} = 0,95 \cdot B_0$$

Et la fraction volatile stabilisée sera:

$$(1 - 0,95) B_a = 45\% \text{ de MVS stabilisé}$$

$$0,05 B_a = 0,45 * 3244,4 = 1456 \text{ kg} \Rightarrow B_a = 29199,6 \text{ kg}$$

$B_a = 29199,6 \text{ kg}$

L'extraction journalière est de 3244,4 Kg MVS/J, l'âge des boues en stabilisation sera donc:

$$T = \frac{29199,6}{3244,4} = 9 \text{ jours}$$

$T = 9 \text{ jours}$

4- Boues en excès dans le stabilisateur

$$Q_{\text{excès}} = MM + (MVS)_{\text{sortie}} = 2317,41 + 3244,4 = 5561,81 \text{ Kg de boues / jour}$$

$Q_{\text{excès}} = 5561,81 \text{ Kg/jour}$

5- Dimensionnement du bassin de stabilisation

a- La masse de boue à maintenir dans le stabilisateur (M_b)

$$M_b = Q_{\text{excès}} * t = 5561,81 * 9 = 50056,29 \text{ Kg}$$

$M_b = 50056,29 \text{ Kg}$

Sachant que les boues épaissies peuvent atteindre des taux de concentration C_b de 80 à

100g/l, on prend $C_{be}=85\text{g/l}$.

b- Volume du bassin de stabilisation

$$V = M_b / C_{be} = 50056.29 / 85 = 588.9\text{m}^3$$

$$V = 588.9\text{m}^3$$

c- Surface horizontale

On prend la profondeur du bassin de stabilisation $H = 4\text{m}$

$$S_h = V / H = 588.9 / 4 = 147.22\text{m}^2$$

$$S_h = 147.22\text{m}^2$$

d- La largeur de bassin

Notre bassin aura une forme rectangulaire et la surface est donnée par: $S_h = L * l$

$$l = 8.6\text{m}$$

On a : $L/l = 2$ donc $l = 8.6\text{m}$

e- La longueur de bassin

$$L = 2 * l = 2 * 8.6 = 17.2\text{m}$$

$$L = 17.2\text{m}$$

f- Aération du bassin de stabilisation

La quantité d'air nécessaire effectuera à l'aide des aérateurs de surface $2 \text{ kg O}_2/\text{kg MVS}$

détruit

- La masse des boues détruites par jour est de 1588.44 kg/j

$$\text{DO}_2 = 2.3244.4 = 6488.8 \text{ kg O}_2/\text{j}$$

$$\text{DO}_2 = 6488.8 \text{ kg O}_2/\text{j}$$

VI-6-2-3-Lits de séchage

1- Calcul des lits de séchage

Nous avons choisies dimensions suivantes:

$$b=8\text{m}; L=20\text{m}; H=0,4\text{m.}$$

$$V=b*L*H$$

$$V=64\text{m}^3$$

2- Le volume de boues épandues sur chaque lit

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:

$$Q_f = (\text{MVS})_{\text{sortie}} = 3244.4 \text{ kg/j.}$$

La concentration des boues du stabilisateur varie entre 80 à 100 g/l . on prend $= 85 \text{ g/l}$.

D'où le volume journalier des boues à extraire est:

$$V_1 = 3244.4 / 85 = 38.17 \text{ m}^3/\text{j.}$$

$$V_1 = 38.17 \text{ m}^3/\text{j}$$

3- Nombre de lits nécessaires à chaque épandage

$$N > V_1 / V = 38.17 / 64 = 0.6 \text{ on prend } n = 1$$

4- Volume des boues épandues par lit et par an

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

$$V_2 = 12 * V = 12 * 64 = 768 \text{ m}^3$$

$$V_2 = 768 \text{ m}^3$$

5- Volume des boues à sécher par an

$$V_{ba} = V_1 * 365 = 38.17 * 365 = 13932.05 \text{ m}^3$$

6- Nombre de lits nécessaire

$$N > V_{ba} / V_2 = 13932.05 / 768 = 18.14 \text{ lits}$$

$$V_{ba} = 13932.05 \text{ m}^3$$

7- Surface nécessaire

$$S = S_0 * N$$

$$N = 19 \text{ lits}$$

Où: So c'est la surface du lit de séchage: $S_0 = L * b = 20 * 8 = 160 \text{m}^2$

$S = 160 * 19 = 3040 \text{ m}^2$.

S= 3040m²

* Horizon 2042

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

Tableau VI.11: Dimensions de l'épaisseur, stabilisateur aérobie et lit de séchage.

Désignations	unité	Horizons	
		2027	2042
Dimensions de l'épaisseur			
Boues issues du décanteur primaire	kg/j	7323.82	922.9
Boues issues du décanteur secondaire	kg/j	4787.5	681.36
la quantité totale journalière des boues	Kg/j	12111.32	1604.26
Le débit total	m ³ /i	771.7	105.06
La concentration du mélange	Kg/m ³	15.7	15.27
Débit des boues épaissies	m ³ /i	142.5	18.87
Hauteur	m	4	3
Surface horizontale	m ²	385.85	70.04
Volume	m ³	1543.4	210.12
Diamètre	m	22.16	9.45
Stabilisateur aérobie			
La quantité de MVS contenue dans les boues			
-MES		2961.26	2108.8
-MM	kg/i	740.32	527.2
La quantité de MVS à la sortie de la stabilisation	kg/j	1480.63	869.88
Temps de séjour	j	9	9
Boues en excès dans le stabilisateur	Kg/j	2826.19	1444.66
La masse de boue à maintenir dans le stabilisateur (Mb)	kg	25435.71	13001.94
Hauteur	m	4	4
Volume du bassin de stabilisation	m ³	299.24	152.96
Surface horizontale	m ²	74.81	38.24
La longueur de bassin	m	12.24	8.75
La largeur de bassin	m	6.12	4.37
Quantité d'air par jour Do ₂	Kgo ₂ /j	3176.88	2223.82
Lit de séchage			
Le volume de boues épaissies sur chaque lit	m ³	64	64
la quantité des boues à extraire	Kg/j	1588.44	1111.91
Volume des boues épaissies par lit et par an	m ³	768	768
Volume des boues à sécher par an	m ³	6821.85	4774.67
Nombre de lits nécessaire	-	9	7
Surface nécessaire:	m ²	3040	2240

Conclusion

Dans ce chapitre on a pu dimensionner les différents ouvrages pour les deux variantes de traitement à savoir faible et moyenne charge et pour les deux horizons (2027-2042).

Le choix de la variante la plus adéquate pour notre agglomération est orienté vers la variante à moyenne charge, et ce en raison de la qualité de l'effluent ainsi que la taille des ouvrages qui pourront être accueillis par le terrain choisis à cet effet. Cela dit une étude économique permettra un choix plus clair.

Introduction

Après avoir terminé d'établir les différentes chaînes de traitement d'eau usée, on doit faire une évaluation économique afin d'avoir une décision finale du choix de la variante la plus économique.

Pour qu'on puisse avoir cette décision on doit faire des calculs économiques des deux variantes précédemment étudiées qui sont la moyenne et la faible charge. Cette dernière doit être sélectionnée après évaluation économique et comparaison entre le coût des variantes sur lesquelles se fait l'étude. De ce fait on pourra dire que cette variante est technico-économiquement optimale.

Le coût estimatif du projet est rétabli sur la base du coût du mètre cube (m^3) d'eau épurée par la station. Ce coût est composé de :

-Le coût d'investissement :

- ✓ Coût des travaux de génie civil (terrassement et coût des ouvrages en béton).
- ✓ Les équipements (racleurs, turbine, pompes aérateurs, tuyauterie...).

$$C_{ti} = C_{gc} + C_{eq} + C_{vrd}$$

-Le coût de fonctionnement :

- ✓ Coût d'exploitation courante.
- ✓ Coût de renouvellement du matériel électromécanique.
- ✓ Frais financiers et de la main d'œuvre.

VII.1. Coût de la variante à moyenne charge :

VII.1.1 Coût d'investissement :

a- Coût de terrassement :

L'épaisseur de la couche végétale sera estimée à 30 cm

Le prix du mètre cube de terrassement sera évalué à 140 DA.

b- Le volume de la couche végétale :

$$V = 0.3 \times S_{hi}$$

Avec :

V : le volume de la couche végétale.

S_{hi} : Surface horizontale de l'ouvrage considéré.

Le coût d'un ouvrage sera donc:

$$C_t = 140 \times V$$

v : Volume de terrassement de l'ouvrage considéré;

C_t : le coût de terrassement.

Tableau VII.1.Le coût de terrassement de chaque ouvrage

Ouvrage	Surface horizontale	Volume	Coût
	m ²	m ³	DA
Dessableur-déshuileur	192	57.6	8064.00
Décanteur primaire	2304	372.9	96768.00
Bassin d'aération	817.45	245.24	34332.00
Décanteur secondaire	2304.83	961.45	96802.00
Bassin de désinfection	461	138.3	19362.00
Epaississeur	385.85	115.76	16205.00
digesteur aérobie	147.22	44.17	6183.00
Lit de séchage	3040	912	127680.00
Coût total			405 396.00

Donc le coût total du terrassement est $C_{tt}=405\ 396.00DA$

c-Coût de Béton armé :

- Le coût du mètre cube de béton est estimé actuellement $P_u = 25000 DA$;
- Le coût du béton sera donc: $C_b = P_u * V_{tb}$;
- Epaisseur des murs des ouvrages $e_m = 0,15$ à $0,4$ m on prend $e_m = 0,20m$;
- Epaisseur du radier des ouvrages est prise $e_r = 0,3$ à $0,4$ m on prend $e_r = 0,35$ m ;
- Le mètre cube de béton contient en moyenne (40 à 100) Kg de fer;
- Le kilogramme de fer coûte actuellement 80 DA ;

On prendra la valeur 80 Kg de fer/m³ de béton.

- Le coût de béton armé sera :

$$C_{tba} = C_b + C_f$$

$$C_b = 25000 DA$$

$$C_f = 80 * 80 = 6400 DA$$

$$C_{tba} = 31400 DA$$

Avec:

C_{tba} : coût total de béton armé ;

C_b : coût de béton;

C_f : coût de fer ;

- Le volume du béton total pour chaque ouvrage est la somme de deux volumes:

- V_{br} : Volume du béton pour le radier de chaque ouvrage : $V_{br} = e_r * S_h$
- V_{bm} : Volume du béton des murs de chaque ouvrage : $V_{bm} = e_m * P * H$

P : périmètre de l'ouvrage ;

H : hauteur de l'ouvrage.

Ouvrage	Sh	Volume		Vtb	Coût
	m ²	Vbr (m ³)	Vbm (m ³)	(m ³)	DA
Canal d'amener	18	6.3	12.3	18.69	586866.00
Dessableur-déshuileur	192	67.2	58.86	95.54	3958284.00
Décanteur primaire	2304	806.4	146.37	674.52	29916978.00
Bassin d'aération	817.45	286.11	162.81	255.47	14096009.50
Décanteur secondaire	2304.83	806.9	146.37	674.52	29917282.00
Bassin de désinfection	461	161.35	127.47	215.50	9068948.00
Epaississeur	385.85	135.05	31.21	70.73	5220485.50
digesteur anaérobie	147.22	140	50.10	190.10	5969140.00
Lit de séchage	3040	1064	75.20	747.20	35770880.00
Coût total					104587590.00

Tableau VII.2. Le coût du béton armé de chaque ouvrage

Avec:

Sh : surface horizontale de l'ouvrage.

Vtb : volume total de béton.

Donc le coût total du béton armé est : **Ctba =104 587590.00 DA**

d-Coût totale du génie civil :

Le coût total du génie civil est la somme des deux coûts calculé précédemment:

$$C_{gc} = C_t + C_{tba} = 405\,396.00 + 104\,587\,590.00 = \mathbf{1\,049\,992\,986.00\,DA}$$

e-Coût des VRD

Le coût des VRD est estimé à 25% du coût du génie civil donc :

$$C_{VRD} = 0,25 * C_{gc} = 0,25 * 1\,049\,992\,986.00 = \mathbf{26\,248\,246.5\,DA}$$

f- Coût des équipements électromécanique et électriques et des installations hydromécaniques :

Il est estimé à 40% du (C_{gc} + C_{VRD})

$$C_{eq} = 0,4 * (104\,587\,590.00 + 26\,248\,246.5) = \mathbf{52\,334\,334.6\,DA}$$

g-Coût total des investissements de la station

$$C_{ti} = C_{gc} + C_{VRD} + C_{eq}$$

$$C_{ti} = 104\,992\,986.00 + 26\,248\,246.5 + 52\,334\,334.6 = \mathbf{183\,575\,567.1\,DA}$$

VII.1.2. Coût de fonctionnement

a- Le coût de main d'œuvre

Le coût de main d'œuvre est estimé à 5% du coût d'investissement

$$C_{mo} = 0,05 \times C_{ti} = 0,05 \times 183\,575\,567,1 = \mathbf{9\,178\,778,355\,DA}$$

b-Le coût de l'énergie (consommation électrique)

Les frais d'énergie sont calculés par l'expression suivante:

$$C_e = P_u \times E_a$$

P_u : prix unitaire du Kwh, $P_u = 3,12\,DA$

E_a : énergie annuelle consommée (Kwh)

$$E_a = E_j \times 365$$

E_j : énergie journalière consommée (Kwh)

$$C_e = 3500 \times 365 \times 3,12 = \mathbf{3\,985\,800,00DA/an}$$

c-Le coût des réactifs chimiques

Le prix de m^3 de NaCl=1200DA

Calculons le prix annuel d'hypochlorite:

La quantité annuel d'hypochlorite est de $350,4\,m^3$ (NaClO)/an

$$\text{Le coût annuel est de: } C_{aj} = Q_a \times P_u = 1284,8 \times 1200 = \mathbf{1\,541\,760,00DA/an}$$

d-Le coût de renouvellement du matériel électromécanique

Il est estimé à 5% du coût d'investissement total:

$$C_{rm} = 0,05 \times 183\,575\,567,1 = \mathbf{9\,178\,778,35\,DA}$$

e-Le coût des frais financiers

Il est estimé à 5% du coût d'investissement total

$$C_{ff} = 0,05 \times 183\,575\,567,1 = \mathbf{9\,178\,778,35\,DA}$$

f-Le coût de fonctionnement total :

$$C_{ft} = C_{mo} + C_e + C_{aj} + C_{rm} + C_{ff}$$

$$C_{ft} = 9\,178\,778,355 + 3\,985\,800,00 + 1\,541\,760,00 + (9\,178\,778,35 \times 2) = \mathbf{33\,063\,895,00DA}$$

VII.1.3. Le coût d'amortissement

$C_{aa} = C_{ti} / t$ avec t: durée d'amortissement $t = 26$ ans

$$C_{aa} = 33063895 / 26 = \mathbf{1\,271\,688,27DA}$$

VII.1.4.Le coût total de la station

$$C_t = C_{aa} + C_{ft} + C_{ti} = 1\,271\,688,27 + 33063895,00 + 183\,575\,567 = \mathbf{217\,911\,150,3DA}$$

VII.1.5.Le coût de m^3 d'eau épurée

$$V_a = V_j \times 365 = 22350 \times 365 = 8157750\,m^3/an$$

$$C_e = C_t / V_a = 217\,911\,150,3 / 8157750 = 26,71\,DA$$

Les résultats sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau VII.3.Résultats de la variante à moyenne charge

L'investissement	Coût (DA)
Terrassement	405 396.00
Béton armé	104 587 590.00
Génie civil	1 0499 2986.00
VRD	26 248 246.5
Les équipements électromécaniques et électriques	52 334 334.6
Total	216639462
Fonctionnement	
Main d'œuvre	9 178 778.355
L'énergie	3 985 800.00
Les réactifs chimiques	1 541 760.00
Le renouvellement du matériel électromécanique	9 178 778.35
Les frais financiers	8 647 448.80
Total	32532556.51
L'amortissement	1 271 688.27
Le coût total de la station	217 911 150.3
Le coût de m³ d'eau épurée	26.71

VII.2. Coût de la variante à faible charge

Tableau VII.4. Résultats de la variante à faible charge

L'investissement	Coût (DA)
Terrassement	411 458.50
Béton armé	109 254 156.00
Génie civil	110 014 258.00
VRD	31 241 365.50
Les équipements électromécaniques et électriques	52 078 681.00
Total	2 033 10755.00
Fonctionnement	
Main d'œuvre	10 254 153.00
L'énergie	7 743 840.00
Les réactifs chimiques	420480.00
La renouvellement du matériel électromécanique	10 785 524.00
Les frais financiers	10 214 798.00
Total	38 458 765.00
L'amortissement	1 475 225.50
Le coût total de la station	243 244 746.25
Le coût de m³ d'eau épurée	29.82

Conclusion

Dans ce chapitre on a calculé les volumes de béton armé ainsi que les terrassements et les différents frais de fonctionnement et de l'entretien des ouvrages.

Après l'étude économique, on a remarqué que le coût de la station ainsi que le mètre cube d'eau revient nettement plus cher en faible charge que la moyenne charge, de ce fait nous opterons donc pour cette dernière variante qui est la moyenne charge.

Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons procéder au dimensionnement hydraulique des ouvrages, et des conduites formant la station d'épuration pour l'horizon 2027.

Pour régulariser le débit d'eaux usées affluant vers cette station. On a utilisé un déversoir d'orage de type Frontal qui sera dimensionné et implanté à l'amont.

VIII.1. Déversoir d'orage :

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

VIII.1.1. Dimensionnement du déversoir d'orage :

on a :

- Le débit de pointe à temps sec : $Q_{pts} = 2651.1 \text{ m}^3/\text{h} = \mathbf{0.7364 \text{ m}^3/\text{s}}$
- Le débit pluvial $Q_{pl} = 3500 \text{ l/s} = 3.5 \text{ m}^3/\text{s}$ (la source : DRE)

Donc le collecteur principal véhiculera un débit de :

$$Q_{ent} = Q_{pl} + Q_{pts} \dots\dots\dots \text{VII. 1}$$

D'où:

Q_{ent} : Débit entrant au déversoir d'orage (m^3/s).

Q_{pl} : Débit pluvial (m^3/s).

Q_{pts} : Débit de pointe en temps sec (m^3/s).

A.N:
$$Q_{ent} = Q_{pl} + Q_{pts} = \mathbf{3.5 + 0.74}$$

$$Q_{ent} = \mathbf{4.24 \text{ m}^3/\text{s}}$$

a- A l'amont du déversoir :

On calcule le diamètre du collecteur qui véhiculera le débit d'eau total en 2027 :

$Q_v = 4.24 \text{ m}^3/\text{s}$; $I = 0.9\%$.

– D'après l'abaque de Bazin (I et II) :

$D_e = 1500 \text{ mm}$ (diamètre à l'entrée du déversoir).

$Q_{ps} = 4.75 \text{ m}^3/\text{s}$ (débit à pleine section).

$V_{ps} = 2.75 \text{ m/s}$ (vitesse à pleine section).

Avec les paramètres hydrauliques :

$r_Q = Q_v / Q_{ps} = 4.24 / 4.75 = 0.89$ (rapport des débits).

$r_H = H_e / D_e = 0.73 \Rightarrow H_{am} = 0.73 \times 1500 = 1095 \text{ mm}$ (hauteur de remplissage).

$r_V = V / V_{ps} = 1.13 \Rightarrow V = 1.13 \times 2.75 = 3.1 \text{ m/s}$ (vitesse d'écoulement).

b- A l'aval du déversoir (vers la station) :

$Q_{ptp} = 2.2 \text{ m}^3/\text{s}$ $I = 0.9 \%$

– **D'après l'abaque de Bazin (I et II) :**

$D_s = 1200 \text{ mm}$
 $Q_{ps} = 2.55 \text{ m}^3/\text{s}$.
 $V_{ps} = 2.3 \text{ m/s}$.

Avec les paramètres hydrauliques :

$r_Q = Q_{ptp} / Q_{ps} = 2.2 / 2.3 = 0.95$ (rapport des débits).
 $r_H = H_s / D_e = 0.77 \Rightarrow H_{av} = 0.77 \times 1200 = 924 \text{ mm}$ (hauteur de remplissage).
 $r_V = V / V_{ps} = 1.11 \Rightarrow V = 1.11 \times 2.3 = 2.55 \text{ m/s}$ (vitesse d'écoulement).

La hauteur du seuil :

$r_Q = Q_{ptp} / Q_{ps} = 2.2 / 4.5 = 0.5$ (rapport des débits).
 $r_H = H_s / D_e = 0.4 \Rightarrow H_s = 0.4 \times 1500 = 600 \text{ mm}$ (hauteur de remplissage).

c- Le débit déversé vers le milieu exutoire :

$Q_d = Q_v - Q_{ptp} = 4.75 - 2.2 = 2.55 \text{ m}^3/\text{s}$
 $Q_d = 3.53 \text{ m}^3/\text{s}$

d-La largeur du seuil déversant :

La hauteur d'entrée $H_e = 1095 \text{ mm}$
 La hauteur de sortie $H_s = 600 \text{ mm}$
 La lame d'eau déversée est donnée par :
 $H_d = H_e - H_s$
 $H_d = 1095 - 600 = 495 \text{ mm}$

$Q_{dév} = m \times b \times (h_{dév})^{3/2} \times (2g)^{1/2}$ **(formule de Bazin)**..... VIII.2
 Donc : $b = Q_{dév} / m \times (2g)^{1/2} \times h_d^{3/2}$ VIII.3

Avec :

- **m** : coefficient de débit dépend de la forme du seuil et varie également suivant la hauteur de la lame d'eau déversée pour les crêtes minces $m = 0,6$.
- **g** : L'accélération de la pesanteur m^2/s .

$b = 2.55 / 0.6 \times (2 \times 9.81)^{1/2} \times 0.495^{3/2} = 2.75 \text{ b} = 3 \text{ m}$

VIII.2.Profil hydraulique :

Le profil hydraulique consiste à calculer les différents niveaux d'eau le long de la chaîne de traitement, qui nous renseignent sur la position de la ligne de charge.
 Les Cotes moyennes du terrain naturel des zones d'implantation des ouvrages sont représentées sur le tableau ci –dessous :

Tableau VII.1: Cotes moyennes du terrain naturel d'implantation des différents ouvrages.

Désignation des ouvrages	Cotes du terrain naturel (m)
Dégrilleur	1262.6
Déssableur-déshuileur	1261.8
Décanteur primaire	1261.4
Bassin d'aération	1260
Décanteur secondaire	1259.2
Bassin de désinfection	1258

VII.2.1 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.

L'expression de perte de charge est exprimée par la formule de DARCY WEISBACH :

$$\Delta H_T = \frac{K * L * Q^5}{D^m} = C_{pA} - C_{pB} \dots\dots\dots VIII.4$$

Avec :

K : coefficient de perte de charge

Q : débit en m³/s ; (Q_{ptp}=1.46m³/s)

L : longueur de la conduite

D : diamètre de la conduite

β : coefficient dépendant du régime d'écoulement

m : coefficient dépendant du type de matériau de la conduite

C_{pA} : Côte du plan d'eau au point A

C_{pB} : Côte du plan d'eau au point B

a- Diamètre :

D'après la formule (VI.13) le diamètre est donné par cette formule :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^5}{(C_{pA} - C_{pB})}} \dots\dots\dots VIII.5$$

b- Longueurs des conduites

Pour les calculs des longueurs ; ils utilisent les longueurs équivalentes pour tenir compte des pertes de charges singulières.

$$L_{eq} = 1,15. L_{réelle} \dots\dots\dots VIII.6$$

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.2 :Longueurs réelles des conduites entre les ouvrages de la STEP.

Ouvrages	L réelle (m)
Dégrilleur -Déssableur-déshuileur	5
Déssableur-déshuileur - Décanteur I	27
Décanteur I - Bassin d'aération	15
Bassin d'aération - Décanteur II	32
Décanteur II - Bassin de désinfection	15

VII.2.2. Calculs des cotes piézométriques des différents ouvrages :

On calcule les cotes piézométriques d'après l'équation de BERNOULLI donnée par :

$$P_1/W + V_1^2/2g + Z_1 = P_2/W + V_2^2/2g + Z_2 + H_{1-2} \dots \dots \dots VIII.7$$

- Ñ P_1/W et P_2/W : énergies de pression dans les sections (1) et (2).
- Ñ $V_1/2g$ et $V_2/2g$: énergies cinétiques en (1) et (2).
- Ñ Z_2 et Z_1 : cotes des points (1) et (2).
- Ñ 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).

$Cp_1' = Cp_2 + H_{1-2} \dots \dots \dots VIII.8$

VIII.2.3. Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages et les cotes piézométriques
1-Conduite dégrilleur -déssableur :

On a :

Côte du radier du dégrilleur: 1262.1m;
 Hauteur d'eau : 1.5m
 D'où : $Cp_{deg}=1263.6$ m
 Côte du radier du déssableur-déshuileur: 1260.8m
 Hauteur d'eau :2m
 D'où : $Cp_{Des}:1262.8$ m
 L=5m

a-Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^S}{(C_{TA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[5.2]{\frac{0.001052 * 5 * (1.28)^{1.9}}{(1263.6 - 1262.8)}} = 0.416m \quad \mathbf{D_n = 400mm}$$

b-Cote piézométrique

$$D'ou\ on\ aura : C_{p_{Des}}' = C_{p_{deg}} - \frac{K * L * Q^S}{D^m} \Rightarrow C_{p_{Des}}' = 1263.08m$$

2- Conduite déssableur - bassin de décantation :

$C_{p_{Dess}} = 1263.08\ m$

Côte du radier du bassin de décantation : 1260.4 m ;

Hauteur d'eau : 2 m

D'ou : $C_{p_{dp}} : 1262.4\ m$

$L = 27\ m$

a- Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^S}{(C_p - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[5.2]{\frac{0.001052 * 27 * (1.28)^{1.9}}{(1263.08 - 1262.4)}} = 0.609m \quad \mathbf{D_n = 600mm}$$

b- Cote piézométrique

$$D'ou\ on\ aura : C_{p_{dp}}' = C_{p_{Dess}} - \frac{K * L * Q^S}{D^m} \Rightarrow C_{p_{dp}}' = 1262.6m$$

3-Conduite bassin décantation – aération :

$C_{p_{dp}}' = 1262.6m$

Côte du radier d'aérateur : 1257 m ; Hauteur d'eau : 5m

D'ou : $C_{p_{ba}} : 1262\ m$

$L = 15m$

a-Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^S}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[5.2]{\frac{0.001052 * 15 * (1.28)^{1.9}}{(1262.6 - 1262)}} = 0.543m \quad \mathbf{Dn = 600mm}$$

b-Cote piézométrique

$$D'ou\ on\ aura : C_{p_{ba}}' = C_{p_{dp}}' - \frac{K * L * Q^S}{D^m} \Rightarrow C_{p_{ba}}' = 1262m$$

4-Conduite d'aération - clarificateur :

$$C_{p_{ba}} = 1262 \text{ m}$$

Côte du radier du bassin de clarification : 1256.5 m ;

Hauteur d'eau : 5 m

D'où : $C_{p_c} = 1261.5 \text{ m}$

$L = 32 \text{ m}$

a-Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^S}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[5.2]{\frac{0.001052 * 32 * (1.28)^{1.9}}{(1262 - 1261.5)}} = 0.651 \text{ m} \quad \mathbf{D_n = 700 \text{ mm}}$$

b-Cote piézométrique

$$\text{D'où on aura : } C_{p_c}' = C_{p_{ba}} - \frac{K * L * Q^S}{D^m} \Rightarrow \mathbf{C_{p_c}' = 1261.43 \text{ m}}$$

5-Conduite clarificateur -bassin de désinfection :

$$C_{p_c}' = 1261.43 \text{ m}$$

Côte du radier du bassin de désinfection : 1255.9 m ;

Hauteur d'eau : 4 m

D'où : $C_{p_{bd}} = 1259.9 \text{ m}$

$L = 15 \text{ m}$

a-Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^S}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[5.2]{\frac{0.001052 * 15 * (1.28)^{1.9}}{(1261.43 - 1259.9)}} = 0.556 \text{ m} \quad \mathbf{D_n = 600 \text{ mm}}$$

-Cote piézométrique

$$\text{D'où on aura : } C_{p_{bd}}' = C_{p_c}' - \frac{K * L * Q^S}{D^m} \Rightarrow \mathbf{C_{p_{bd}}' = 1260.83 \text{ m}}$$

Les résultats obtenus sont résumés sur le tableau ci- dessous :

Tableau VIII.3 : récapitulatif des différentes cotes des ouvrages de la STEP.

Désignations	Cote du terrain (m)	Cote du radier (m)	Plan d'eau (m)	Cote piézométrique (m)
-Dégrilleur	1262.6	1262.1	1.5	1263.6
-Déssableur-déshuileur	1261.8	1260.8	2	1262.8
-décanteur primaire	1261.4	1260.4	2	1262.4
-bassin d'aération	1260	1257	5	1262
-décanteur secondaire	1259.2	1256.5	5	1261.5
-bassin de désinfection	1258	1255.9	4	1259.9

Conclusion

Le calcul hydraulique effectué dans ce chapitre nous a permis de :

- Dimensionner le déversoir d'orage ;
- Déterminer les cotes terrains naturels des différents ouvrages dans la station;
- Déterminer les longueurs, les diamètres et les vitesses des conduites reliant ces ouvrages;
- Calculer les pertes de charge et les cotes piézométriques dans chaque point.

Sommaire

Introduction :	97
VIII.1.Déversoir d'orage :	97
VIII.1.1.Dimensionnement du déversoir d'orage :	97
VIII.2.Profil hydraulique :	98
VIII.2.1Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages :	99
VIII.2.2. Calculs des cotes piézométriques des différents ouvrages :	100
VIII.2.3.Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages et les cotes piézométriques ..	100
Conclusion.....	103

Introduction :

Le maintien en parfaite état des différents ouvrages de la station d'épuration et la garantie des performances épuratoires, reposent, avant tout, sur la qualité de l'exploitation qui est mise en œuvre, le procédé choisi qui est techniquement et économiquement acceptable, et enfin la présence d'une politique rationnelle de gestion.

Le manque ou l'absence de l'un de ces facteurs influe incontestablement sur le fonctionnement de l'installation.

IX-1-Mesures et contrôles effectués au niveau de la station d'épuration :

L'exploitant doit effectuer un certain nombre de mesures et contrôles entrant dans le cadre de l'exploitation et la gestion de la station, dont les principaux sont :

- Mesure de débit
- Mesure de pH et de la température

La mesure de pH doit être faite à l'entrée de la station, afin de prendre toutes les dispositions nécessaires pour le déroulement des traitements sensibles à ce paramètre.

Pour maintenir la température optimum de bon fonctionnement de certains ouvrages de traitement (dégraisseur, bassin d'aération), la mesure de la température est très recommandée.

- Mesure de la demande chimique en oxygène (DCO)
- Mesure de la demande biologique en oxygène (DBO₅)
- Mesure de la quantité d'oxygène dissous
- Recherche des substances toxiques
- Mesure concernant les boues :

Pour obtenir un réglage adéquat de la station d'épuration, on doit jouer essentiellement sur :

- Le taux de recirculation des boues
- Le taux d'aération
- Le taux des boues en excès

Pour régler ces paramètres on aura besoin de savoir :

- La teneur en oxygène dans le bassin d'aération
- Le pourcentage de boues dans le bassin d'aération
- La teneur des MVS dans le bassin d'aération

En fonction des résultats de ces mesures, on fait varier le débit de recirculation, la durée d'aération et le débit de boues en excès jusqu'à savoir une valeur optimale de 4g MVS/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
- Temps de marche journalier des principales machines tournantes (pompes, aérateurs, filtres ou centrifugeuses...)

Chaque contrôle journalier, doit toujours être fait à la même heure pour être représentatif

IX-2-Contrôle de fonctionnement:

Le bon fonctionnement et la durée de vie d'une station d'épuration dépendent fortement de l'entretien de ses ouvrages. Il faut veiller donc au maintien en parfait état de propreté de l'ensemble de la station en nettoyant les rigoles, caniveaux, murs....etc.

Les ouvrages métalliques doivent être repeint en moyenne tous les cinq ans afin de les protéger contre la corrosion.

Les ouvrages en béton doivent être régulièrement inspecté. 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 ou ils sont disposés est nécessaire pour leur entretien. Les équipements d'aération doivent être également inspecté 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-2-1-Contrôle journalier :

Ces contrôles peuvent être effectués par l'exploitant, différentes épreuves ou observations permettent d'apprécier la rationalisation de la conduite de la station d'épuration :

- le test de décantation et de turbidité.
- les odeurs.
- les couleurs des boues.
- le manque d'oxygène se fait sentir par une odeur désagréable, et une couleur de boue grise noire,

Afin de permettre des contrôles périodiques plus précis, il est important que l'exploitant tienne un journal de bord sur lequel il consignera les résultats des tests et les observations faites.

IX-2-2-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-3-Entretien des ouvrages :

IX-3-1-Le dégrilleur :

- Les déchets seront évacués quotidiennement, le nettoyage des parois des grilles se fait par un jet d'eau et l'enlèvement des matières adhérentes putrescibles par les râpeaux.
- 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-3-2-Déssableur-déshuileur :

- Maintenir quotidiennement le poste en état de propreté.
- vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement de l'installation.
- vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement du pont roulant et des procédés de raclage, suivi du déroulement complet d'un cycle de fonctionnement.
- faire fonctionner 24/24h le pont roulant et l'insufflation d'air.

IX-3-3-Bassin d'aération :

- Chaque jour contrôler et intervenir pour tous les équipements d'aération fonctionnent convenablement.
- Vérifier et entretenir les procédures automatiques de démarrage et d'arrêt des aérateurs.
- Noter les paramètres de fonctionnement (débit et oxygène).
- Mesurer et noter quotidiennement la charge en DBO entrante, et la concentration des boues dans le bassin.

IX-3-4-Clarification :

- Maintenir le clarificateur en état de propreté.
- Vérifier tous le six mois le bon fonctionnement des dispositifs de pompages des écumes.
- Analyser contractuellement l'eau après clarification (DBO, DCO, MES).
- Vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôle et entretien des structures immergées.

IX-3-5-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 tout intervention dans les locaux de stockage et dosage, respecter les consignes de sécurité.

IX-3-6-Lits de séchage :

- Préalablement à l'épandage des boues liquides, le lit de sable devra être soigneusement désherbé et ratissé afin de détasser la masse filtrante et la régulariser.
- Les quantités de boues à admettre sur les lits de séchage ne devront pas dépasser une épaisseur de 40cm.
- Après deux à trois utilisations du lit, la couche superficielle est renouvelée par un sable propre.
- Tous les deux ans, il faut changer les lits de séchages (les lits seront refaits complètement, les drains seront colmatés ou brisés).
- Entre deux épandages de boues, le lit pourra être protégé par un film plastique destiné à éviter la prolifération de la végétation et le tassement des matériaux filtrants par les précipitations.

IX-3-7-Epaississeur :

- Maintenir quotidiennement le poste en état de propreté.
- Mesurer quotidiennement la hauteur du voile de boue, le garde boue ne doit pas être inférieur à 2m.
- Contrôler et noter chaque jour le PH des eaux surversées et des boues épaissies.
- Relever les volumes des boues soutirées des épaisseurs.
- Vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôler les structures immergées.

Conclusion

La gestion et l'exploitation d'une station d'épuration n'est pas chose facile et reposent essentiellement sur l'entretien des différents ouvrages, la propreté de la station en nettoyant régulièrement cette dernière permettant ainsi d'assurer sa pérennité, mais aussi sur la sécurité et l'hygiène au travail par la mise en place de dispositif de sécurité et veiller à leur respect.

CONCLUSION GENERALE

Le présent travail constitue une contribution à l'étude de la protection de la cuvette de Taksebt par le dimensionnement et la mise en place des différents systèmes d'épuration des eaux usées du sous bassin versant de Ain El Hammam.

Le bassin versant de l'Oued Aissi est le plus important de toute la région, dont il s'étale sur une superficie de 459 Km² et un périmètre de 105,2 Km, il possède une forme peu allongée, avec un indice de compacité de Gravilius $K_c=1.37$, il est drainé par un réseau hydrographique dense. L'importance de son relief est exprimé par une forte pente, une densité de drainage $D_d=0.94\text{Km}/\text{Km}^2$ et une concentration rapide des débits au niveau de la cuvette de barrage ;

La pluviométrie varie en fonction de l'altitude et l'exposition des versants, elle est en moyenne de 897.03mm/an.

L'étude monographique de la daïra de Ain El Hammam montre que cette dernière se caractérise actuellement par une agriculture peu développée, l'industrie est quasiment inexistante et un taux d'accroissement moyen de 1,33%. La population au dernier RGPH (2008) est estimée à 37 710 habitants et attendra 56 789 habitants en l'an 2039.

Il ressort de toutes les données recueillies que la daïra de Ain El Hammam est une région partiellement assainie, elle est dépourvue d'ouvrage de traitement des eaux usées, ce qui nous pousse à mettre notre station en œuvre.

Les résultats d'analyses effectuées sur les rejets urbains montrent que les eaux usées de la daïra d'AEH présentent un caractère domestique biodégradable, elles sont de ce fait aptes à être traitées biologiquement. La collecte des eaux usées est une nécessité pour assurer la salubrité des agglomérations urbaines. Pour cela, la réalisation d'ouvrages de traitement reste un outil fondamental afin de protéger le milieu récepteur.

Pour les rejets isolés à faible débit, nous avons proposé de réaliser des bassins de décantations, tandis que, les rejets à grand débits, on a envisagé une station d'épuration d'une capacité de 60 000 Eq/hab, implantée au chef lieu de la commune.

D'une manière générale, le choix de la variante se base sur certains critères qui sont les suivants :

- La qualité exigée de l'effluent : $[\text{DBO}_5]=30\text{mg/l}$;
- La taille de population ;
- L'espace disponible pour le site de la STEP ;
- La nature des activités pratiquées dans la région d'étude ;
- Les coûts de la réalisation et les frais d'énergie.

Vue aux résultats de calculs et tenant compte des critères précédents, on a opté pour une station d'épuration avec un traitement biologique à boues activées à faible charge dont le schéma de travail s'est fait comme suit :

- Le prétraitement (dégrilleur, déssableur-déshuileur) ;
- Traitement biologique (bassin d'aération, clarificateur) ;
- Traitement complémentaire (bassin de désinfection) ;
- Traitement des boues (épaississeur, lit de séchage).

La gestion et l'exploitation d'une station d'épuration reposent essentiellement sur l'entretien des différents ouvrages, la propreté de la station on nettoyant régulièrement cette dernière permettant ainsi d'assurer sa pérennité, mais aussi sur la sécurité et l'hygiène au travail par la mise en place de dispositif de sécurité et veiller à leur respect.

Enfin, nous souhaitons que ce modeste travail puisse contribuer à la finalisation et la réalisation du projet pour but de protéger la cuvette du barrage de Taksebt.

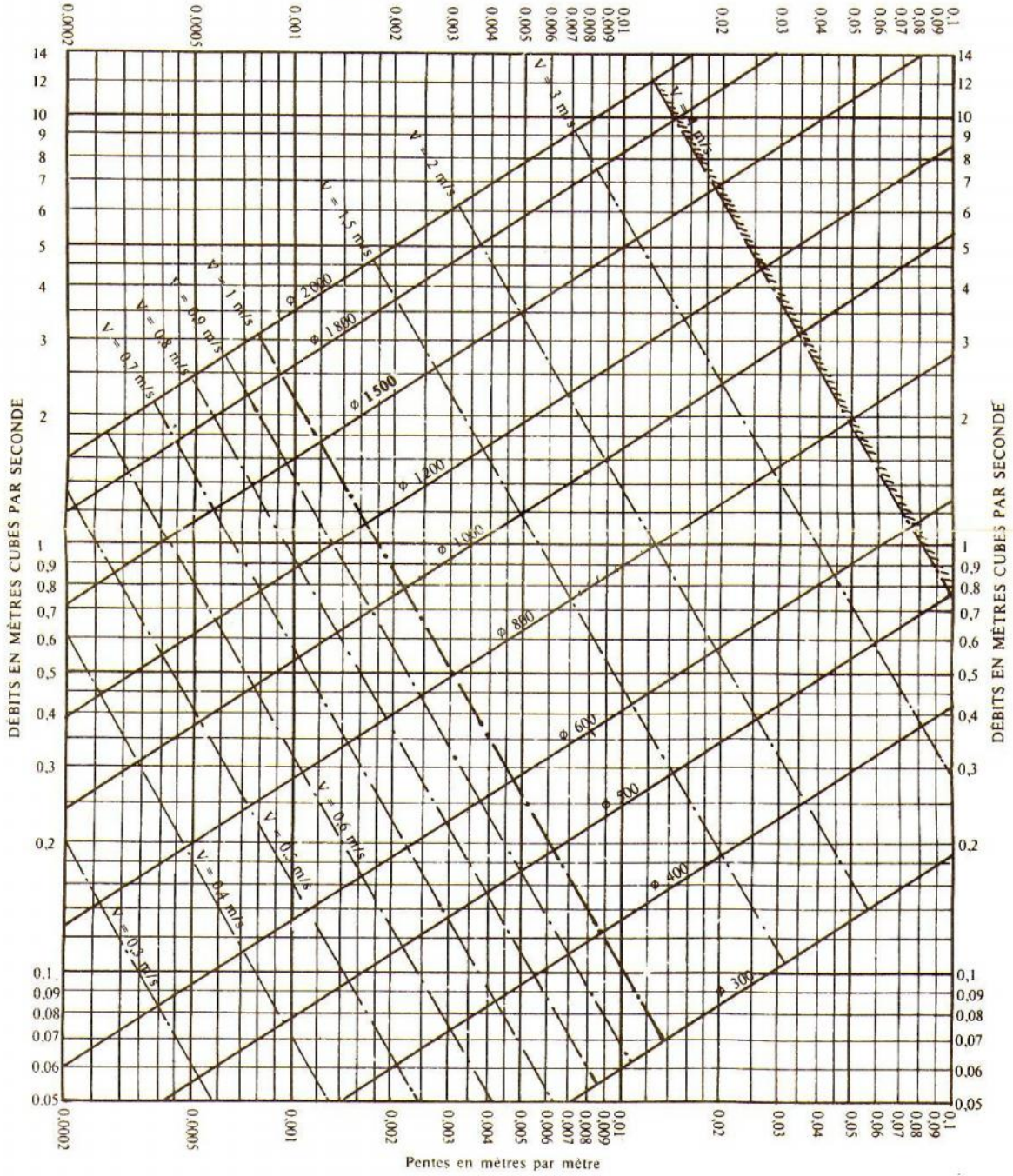
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES:

- [1] Code des eaux loi n° : 93-160 du Juillet 1993.
- [2] Boukhari Nacir. MFE (ENSH) Conception de la STEP de B.B.A. 1999.
- [3] Merdoud Mahmoud. MFE (ENSH)
Conception de la STEP de l'UNAJLJC de Boufarik. 2003.
- [4] http://www.gedo.fr/fiche_con_seuil/trait_eau/trait_physico.htm.
- [5] Abdelkader.Gaid, Tome 1 Epuration biologique des eaux usées urbaines
OPU. Alger. 1984.
- [6] www.techno-science.net.
- [7] Marc Satin, Beclin Selmi. Guide technique de l'assainissement.
Edition de moniteur. Paris 1999.
- [8] Dia Prosiium.
Technique et économie de l'épuration des eaux résiduaires Publication de bulletin sein.
Normandie. Octobre 71.
- [9] Jaques Bernard, Colette Caerels, Genevière Dieblot, Alain Dupouy. Le Memento technique
de l'eau. Tome 2. Degrément.
- [10] http://www.oieau.fr/ReFEAlmodule_2d.htm!
- [11] W.W Echenfeldr.
Gestion des eaux usées urbaines et industrielles.
Technique et documentation Paris.
- [12] M. Carlier
Hydraulique générale et appliquée.
Edition EYROLLS 1986.
- [13] Bechac. P, Pierre. Boutin, B. Mercier, P. Nuer.
Traitement des eaux usées. EYROLLES Paris 1987.
- [14] Hammiche lydia MEF(ENSH) Cours d'épuration 4' Année. [15]A. Gaio.
Epuration biologique des eaux usées urbaines.
OPU Alger 1984.
- [16] E. Edeline.
L'épuration biologique des eaux résiduaires. 1980.

ANNEXE 1

ANNEXE VII

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF (Canalisations circulaires – Formule de Bazin)



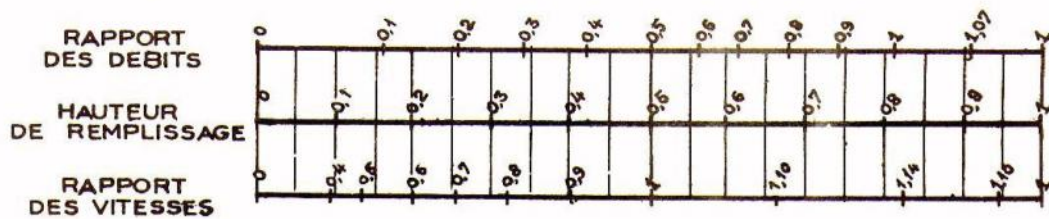
ANNEXE 2

ANNEXE X

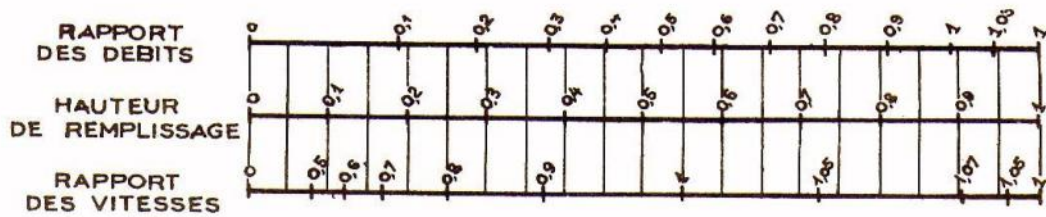
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux $3/10$, le débit est les $2/10$ du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les $78/100$ de la vitesse correspondant au débit à pleine section

