

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE - ARBAOUI Abdallah –

DEPARTEMENT DES SPECIALITES

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en hydraulique

Option : ASSAINISSEMENT

THEME DU PROJET:

**DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'EPURATION
DE LA VILLE DE SIDI GHILAS (W. TIPAZA)**

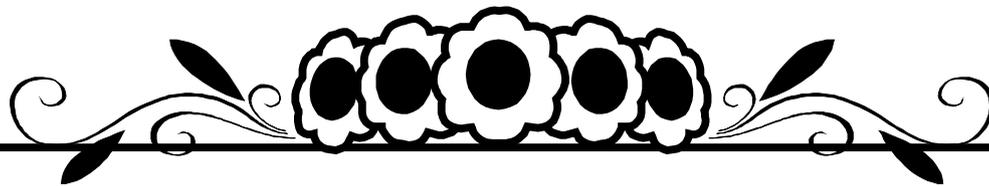
PRESENTE PAR :

M^{elle} : KISSOUM Lilia

Devant les membres du jury :

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^{me} MEDDI Hind	M.C.B	Présidente
Mr DERNOUNI Youcef	M.A.A	Membre
M^{me} HOULI Samia	M.A.A	Membre
Mr BOUNNAH Younes	M.A.B	Membre
Mr TAARABET Mohamed	Ingénieur (APC de Bouinnan)	Invité
M^{me} TAFAT Leila	M.A.A	Promotrice

Session - 2014

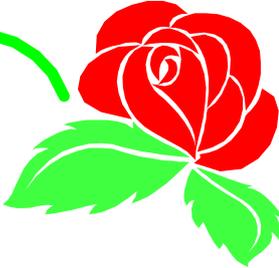
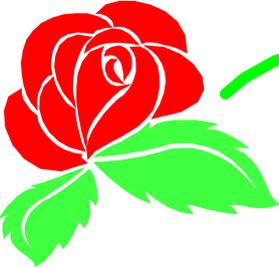


REMERCIEMENT

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

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

- *Mon fiancé AREZKI pour ses conseils ainsi que sa disponibilité tout au long de l'élaboration de ce travail.*
 - *MA promotrice M^{ME} TAFAT.L pour ses orientations et son soutien.*
 - *A mes parents qui ne cessent de s'inquiéter de moi et de m'encourager dans mes études.*
 - *aux membres de jury qui me feront l'honneur de juger ce travail, je les remercie vivement.*
 - *Je tiens à présenter par occasion tout mon respect à tous les enseignants qui ont contribué à ma formation du primaire jusqu'au cycle universitaire.*
 - *Mes remerciements également à tout le personnel de l'ENSH.*



Dédicace :

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

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

A mon fiancé Arezki pour tous ces sacrifices et son soutien moral ;

Aux âmes nobles de ma grand- mère et de mon grand-père paternels, et maternels que Dieu leur soit clément ;

A mes frères Yacine et Amirouche, Manel , Sarah , Yassmine, yanis ; et la petite Narimane que j'adore ;

A toute ma famille et ma belle famille ;

*A ma tante kheloudja et sa famille ;
A mes amis : manel.zinouba, merieme, aicha, manel, horia, kahina , lidia, djidjigua, saliha , hnifa et saroucha et mohande que j'adore ;*

A toute ma promotion 20014 sans exception ;

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

A toute personne utilisant ce document pour un bon usage.

lilia



ان الهدف الاساسى من دراسة مشروع محطة التصفية بمدينة شرشال و سيدي غيلاس-ولاية تيبازة هو المحافظة على الظروف البيئية و نوعية مياه .

في هذه المذكرة تطرقنا الى كيفية انشاء هذه المحطة ذات قدرة الاستعاب 15289.58 تين اساسيتين :

- 1- الأولى معالجة المياه المستعملة في أفق 2025 73293 .
- 2- الثانية توسيع المحطة لضمان رفع قدرة الاستيعاب إلى 98503 2038

Résumé :

L'étude de projet de la station d'épuration à boues activées de Cherchell et sidi-ghilas de la wilaya du Tipaza a pour but, d'améliorer les conditions écologiques de la région ainsi la qualité des eaux de l'oued

La réalisation d'une station d'épuration des eaux usées d'une capacité de 15289.58 m³/j, se fait en deux phases :

1-la première phase permettra de traiter la pollution de 73293 équivalent habitant à l'horizon 2025.

2-la deuxième phase correspond à une augmentation de la capacité initiale de la station soit une capacité de 98503 équivalent à habitant à l'horizon 2038.

Abstract:

The study of the project of purification station of Cherchell and Sidi-Ghilas aims to ameliorate and improve the ecologic conditions of the provinces s well as for the waters quality of wadi.

The realization of a purification station of consumed waters with capacity equals 15289.58 cubic meter a day, this station is made into two phases:

1-First phase will permit to treat pollution due to the population of 73293 inhabitants in 2025 horizon.

2-The second phase correspond to an increase of the initial capacity of the station with 98503 equivalent habitants in 2038 horizon.

SOMMAIRE

Sommaire

Introduction générale :.....	1
Chapitre I : (présentation de site d'étude)	
I.1.Introduction :.....	2
I.2.Présentation et délimitation de site d'étude :.....	2
I.3. Présentation de la ville :.....	2
I.4.Conclusion :.....	12
Chapitre II : (les origines des eaux usées)	
II.1.Introduction :.....	13
II.2.Origine et nature des eaux usées :.....	13
II.3.Composition des eaux usées :.....	14
II.4.Caractéristiques des paramètres de pollution étudiés :.....	15
II.5.Les normes de rejet :.....	17
II.6 .Prélèvement et échantillonnage :.....	18
II.7.Conclusion :.....	21
Chapitre III :(les procédés d'épuration des eaux usées)	
III.1.Introduction :.....	22
III.2. Etapes et procédés du traitement :.....	22
III.3.Conclusion :.....	32
Chapitre IV : (procédé d'épuration par boues activées)	
IV.1.Introduction :.....	33
IV.2 .Historique sur le traitement par boues activées :.....	33
IV.3. le principe de la boue activée :.....	34
IV.4.Composants d'une unité biologique :.....	34
IV.5. Bases théorique du traitement par boues activées :.....	34
IV.6. les boues et leur traitement :.....	38
IV.7. Paramètres influençant le processus épuratoire :.....	42
IV.8.Conclusion :.....	42
Chapitre V : (dimensionnement de la station d'épuration)	
V.1.Introduction :.....	43
V.2.Calcul des débits et des charges polluantes :.....	43

V.3. Dimensionnement ouvrage de prétraitement :	47
V.4. Dimensionnement ouvrage de traitement primaire :	53
V.5. Dimensionnement des ouvrages de traitement secondaire :.....	57
V.6. Dimensionnement des ouvrages de traitement tertiaire :.....	72
V.7. Traitement des boues:.....	74
V.8.Conclusion :.....	81

Chapitre VI : (aspect économique)

VI.1.Introduction :.....	82
VI.2.coût de projet	82
VI.3. Coût de la variante à moyenne charge :	82
VI.4. Coût de la variante à faible charge :.....	88
VI.5.Conclusion :	88

Chapitre VII : (calcul hydraulique)

VII.1.Introduction :.....	89
VII.2. Le chemin des eaux vers la station :.....	89
VII.3. Profil hydraulique :.....	95
VII.4.dimensionnement d un répartiteur :.....	98
VII.5.Conclusion :.....	99
Conclusion générale :.....	100

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1: Températures moyenne, maximale et minimale mensuelles exprimées en °C	3
Tableau I.2: Valeurs moyennes mensuelles de l'humidité exprimées en pourcentage :.....	4
Tableau I.3: L'évaporation moyennes mensuelles de l'année 2003-2004 station de Meurad.....	4
Tableau I.4: Températures moyenne, maximale et minimale mensuelles exprimées en °C.....	5
Tableau I.5: Valeurs moyennes mensuelles de l'humidité exprimées en pourcentage.....	6
Tableau I.6 : L'évaporation moyennes mensuelles de l'année 2003-2004 station de Miliana.....	6
Tableau I.7 : Pluies maximales journalières de l'année 2003-2004 station de Meurad (mm).....	6
Tableau I.8 : Evaluation démographique de la commune de Sidi Ghilas.....	8
Tableau I.9 : Evaluation démographique de la commune de Cherchell	8
Tableau I.10 : besoins moyens journaliers de la commune de Sidi Ghilas :.....	9
Tableau I.11: récapitulatif des résultats :	10
Tableau I.12: besoins moyens journaliers de la commune de Cherchell.....	10
Tableau I.13 : récapitulatif des résultats :.....	11
Tableau I.14 : Tableau récapitulatif :.....	11
Tableau II.1: Les normes de rejet des eaux usées en vigueur en Algérie sont :.....	18
Tableau II.2: Caractéristiques des eaux usées de la zone de Cherchell 1 pour le 26 avril 2010.....	19
Tableau II.3 : Caractéristiques des eaux usées de la zone de Cherchell 2 pour le 26 avril 2010.....	19
Tableau II.4 : Caractéristiques des eaux usées de la zone de Cherchell 3 pour le 26 avril 2010.....	20
Tableau II.5: Caractéristiques des eaux usées de la zone de Sid Ghilas pour le 26 avril 2010.....	20
Tableau II.6: Récapitulatif des résultats globaux :.....	21
Tableau. IV.1: classement de modes de traitement en fonction de la charge massique et volumique.	36
Tableau. IV.2 : Avantages et inconvénients des différents procédés :.....	38
Tableau. IV.3: Classifications des boues.....	39
Tableau .V.1: récapitulatif des débits et charges polluantes :.....	47
Tableau V.2 : Valeurs de « e » et « d » pour les grilles grossière et fine :.....	48
Tableau V.3: Caractéristiques des ouvrages du prétraitement :.....	53
Tableau V.4: Les valeurs de la vitesse limite en fonction de Q_{moy}	54
Tableau .V.5 : Récapitule les dimensions et performances du décanteur :.....	57
Tableau V.6: Charge massique en fonction de a'	60
Tableau V.7: Les résultats de l'horizon 2038 à moyenne charge.....	66
Tableau V.8 : Les résultats de l'horizon 2038 à faible charge.....	71
Tableau V9 : Tableau récapitulatif des résultats à moyenne charge :.....	80
Tableau V.10 : Tableau récapitulatif des résultats à faible charge :.....	81
Tableau VI.1 : Le coût de terrassement de chaque ouvrage :.....	83
Tableau VI.2 : Le coût du béton armé de chaque ouvrage :.....	84

Tableau VI.3 : Résultats de la variante à faible charge :.....	88
Tableau VII.1 : Les valeurs de K, m et :.....	93
Tableau VII.2 : Caractéristiques de la pompe choisie :.....	94
Tableau VII.3 : les paramètres de la station de relevage SR6 :.....	94
Tableau VII.4 : Caractéristiques de la pompe choisie :.....	94
Tableau VII.5 : Cotes du terrain naturel des zones d’implantation des ouvrages :	95
Tableau VII.6 : Longueurs réelles des conduites entre les ouvrages de la STEP :.....	96
Tableau VII.7 : récapitulatif des résultats de profile hydraulique :.....	97

LISTE DES FIGURES

Figure I.1: Photo Aérienne de site d implantation de la station d'épuration.....	2
Figure I.2: Photo Aérienne de la ville de Sidi Ghilas.....	3
Figure I.3: Photo Aérienne de la ville de Cherchell.....	5
Figure III.1: schéma présente une station d'épuration.....	22
Figure III.2: Schéma d'un dégrilleur vertical.....	23
Figure III.3: Schéma d'un déssableur-déshuileur combiné.....	25
Figure III.4: Schéma d'un décanteur circulaire avec raclage de boues.....	25
Figure III.5: Lagunage naturel	27
Figure III.6 : Système d'épuration par lagunes aérés.....	28
Figure III.7: Le lit bactérien.....	29
Figure.III.8: Schéma du procédé de traitement par disques biologiques.....	30
Figure.III.9: Schéma simplifié du procédé du traitement par boues activées.....	31
Figure VI.1: Schéma simplifié de développement d'une culture bactérienne.....	35
Figure VII.1: Vue en plan du répartiteur principal.....	98
Figure VII.2: Vue de face du répartiteur principal.....	99

LISTE DES PLANCHES

Planche 1 : Plan topographique de la Station d'épuration de la ville de Sidi Ghilas (W. Tipaza).

Planche 2: Plan d'implantation de la station d'épuration de la ville de Sidi Ghilas (W. Tipaza).

Planche 3 : Profil hydraulique de la station d'épuration de la ville de Sidi Ghilas (W. Tipaza).

Planche 4 : Ouvrages de traitement des eaux.

Planche 5 : Ouvrages de traitement des boues.

NOMENCLATURE

A : Age des boues.
a' : Fraction de pollution transformé.
a_m : Coefficient de rendement cellulaire.
b : largeur.
b' : Coefficient cinétique de respiration endogène.
C : Conductivité.
C_{aa} : Coût d'amortissement annuel.
C_b : Coût du béton.
C_e : Coût du 1 m³ cube d'eau épurée.
C_{éq} : Coût des équipements.
C_{ff} : Coût financier.
C_{ft} : Le coût de fonctionnement total
C_{GC} : Coût de génie civil.
C_m : Charge massique.
C_{mo} : Coût de main d'œuvre.
COT : Carbone organique total.
C_{tb} : Coût total du béton armé
C_{rc} : Coût des réactifs chimiques.
C_{rm} : Le coût de renouvellement des matériels électromécaniques
C_s : Concentration de saturation.
C_T : Coût total de la STEP.
C_{ter} : Coût de terrassement.
C_{ti} : Coût des investissements.
C_{TS} : Le coût total de la station.
C_v : Charge volumique.
C_{VRD} : Coût de VRD.
D : Diamètre.
DBO : Demande biochimique en oxygène.
D_c : Diamètre de la conduite.
DCO : Demande chimique en oxygène.
D_x : Masse des boues à extraire.
D_j : Dose journalière de chlore.
e : Largeur d'un barreau.
d : Espacement entre les barreaux.
EH : Equivalent habitant
e_m : Epaisseur des murs des ouvrages.
e_r : Epaisseur du radier.
H : Profondeur.
H_g : Hauteur géométrique.
h_{max} : Hauteur d'eau admissible sur une grille
HMT: Hauteur manométrique totale.
I_M : Indice de MOHALMAN
k : Taux de croissance.
L : Largeur.

L_e : Charge polluante éliminée.
 L_f : Charge polluant à la sortie.
 L_0 : Charge polluante à l'entrée.
MES : Matière en suspension.
MM : Matières minérales.
 MM_e : Matières minérales éliminées.
 MM_r : Matières minérales restantes.
MVS : Matières volatiles en suspension.
N : Nombre.
 N_a : Nombre d'aérateurs.
 N_0 : Quantité totale d'oxygène transférée.
 P_a : Puissance absolue.
 P_u : Prix unitaire.
Q : Débit.
 Q_a : Quantité annuelle d'hypochlorite.
 Q_ϵ : Débit entrant dans l'épaississeur.
 Q_j : Débit d'hypochlorite nécessaire.
 Q_{moyj} : Débit moyen journalier.
 Q_{moyh} : Débit moyen horaire.
 Q_p : Débit de pointe.
 Q_r : Débit de refoulement.
 $Q_{(O_2)}$: Quantité d'oxygène nécessaire dans le bassin.
 $Q_{(O_2)h}$: Quantité d'oxygène horaire.
 $Q_{(O_2)j}$: Quantité d'oxygène journalière.
 $Q_{(O_2)p}$: Quantité d'oxygène en cas de pointe.
R : Coefficient global de réduction.
R : Le rendement d'épuration.
 R_c : Taux de recirculation des boues.
S : Surface de passage de l'effluent.
 S_h : Surface horizontale.
 S_0 : Concentration en DBO_5 à l'entrée du bassin d'aération.
 S_1 : La concentration des boues à l'entrée de l'épaississeur.
 S_2 : La concentration des boues à la sortie de l'épaississeur
 S_f : La concentration en DBO_5 à la sortie du bassin d'aération.
T : Température.
 T_d : Période diurne.
 T_s : Temps de séjour.
V : Volume.
 V_a : Vitesse ascensionnelle des particules.
 V_{an} : Le volume total annuel d'eau épurée.
 V_c : Vitesse de chute.
 V_{ct} : Volume de la couche terrassée.
 V_d : Volume de digesteur.
 V_m : Volume du béton des murs de chaque ouvrage.
 V_r : Volume du radier.
 V_{tb} : Volume total du béton.
X : Masse bactérienne.

X_a : Concentration des boues dans le bassin.

X_{dur} : Quantité des matières sèches non dégradables.

X_{eff} : Fuite des MES avec l'effluent.

X_{min} : Quantité des matières minérales éliminées.

X_r : Concentration des boues recyclées.

X_t : Masse des boues dans le bassin.

α : Angle d'inclinaison de la grille.

β : Fraction de surface occupée par les barreaux.

β : Coefficient de forme.

λ : Coefficient de perte de charge.

ΔH : Perte de charge.

De même, il a été utilisé:

DHW: Direction d'Hydraulique de la Wilaya.

OMS : Organisation Mondiale de la Santé.

ONA : Office National de l'Assainissement.

ONM : Office national de météorologie.

STEP : Station d'Épuration.

INTRODUCTION GENERALE

Avec le développement de l'urbanisation et de l'industrialisation, les rejets d'eau dites « usées » ont considérablement évolué en quantité et en qualité. Et lorsque les eaux usées ne sont pas traitées, les cours d'eau sont dépassés dans leur capacité naturelle d'épuration et se retrouvent pollués.

Actuellement la région de Cherrhell et Sidi Ghilas est compromise par une pollution du littoral à cause des rejets des eaux usées. Ces derniers s'étalent le long du littoral et constituent ainsi une zone d'inconfort pour la population et freinent le développement touristique de la région.

C'est à partir de ces résultats que nous avons opté à la seule solution qui consiste à l'emplacement d'une station d'épuration en aval de l'agglomération pour que les eaux usées soient épurées avant qu'elles soient déversées dans le milieu récepteur (Oued EL HAMAM).

L'objectif de notre projet s'inscrit dans le fait que l'assainissement ne soit pas seulement le moyen de véhiculer les effluents urbains et industriels hors des limites des agglomérations, mais il doit garantir le mode et moyens de préservation de l'environnement, et sur tout que notre région présente une situation favorable pour développement futur du tourisme nécessite le traitement de toutes les formes de pollution et particulièrement celle générée par les eaux usées.

Notre étude a été réalisée selon un plan subdivisé en différentes parties à savoir :

- La présentation de la ville de Cherrhell et Sidi Ghilas
- Une recherche sur les origines et la nature de pollution des eaux
- Les différents procédés utilisés lors d'épuration des eaux usées
- Une recherche profonde sur le procédé des boues activées
- Dimensionnement des différents ouvrages de la station d'épuration
- Une étude économique pour la station
- Un calcul hydraulique relatif à la station.

Nous avons retenus deux variantes de dimensionnement à savoir, faible et moyenne charge ; le dimensionnement se fera pour deux horizons 2025 et 2038 (extension).

CHAPITRE I

PRESENTATION DU SITE D'ETUDE

I.1.Introduction :

Toute étude de dimensionnement d'une station d'épuration n'oblige de regrouper toutes les données de base concernant la ville, le climat de site et les rejets ainsi un bilan de la charge polluante afin d'assurer à la fois un bon et correcte dimensionnement et une bonne protection du milieu.

I.2.Présentation et délimitation de site d'étude :

La station d'épuration sera implantée dans la commune de Sidi Ghilas à deux kilomètres cinq cent 2500 m à l'Est du chef lieu Il est situé à l'intérieur des terres agricoles du domaine Charfaoui et sera destinée à épurer les eaux usées urbaine. De la ville de Sidi-gilles et la ville de Cherchell.



Figure I.1 : Photo Aérienne de site d'implantation de la station d'épuration

I.3. Présentation de la ville : on a deux ville à présenté :

I.3.1.Sidi Ghilas :

I.3.1.1.Situation géographique :

La commune de Sidi Ghilas se trouve dans la partie Ouest de la wilaya de Tipaza et s'étend sur une superficie de 3715 hectares.

Elle est située à environ 7 Km à l'Ouest du chef lieu de Daïra de Cherchell et à 30 Km du chef lieu de Wilaya de Tipaza.

I.3.1.2 Situation administrative :

Elle est délimitée administrativement par :

- La commune de Sidi Semiane au Sud.
- La commune de Cherchell à l'Est.
- La commune de Hadjret Ennous à l'Ouest.
- Et par la mer Méditerranée au Nord.

Elle possède une bande côtière qui s'étend sur 8 Km environ.



Figure I.2 : Photo Aérienne de la ville de Sidi Ghilas

I.3.1.3. Situation climatologique :

Le climat est une ressource naturelle qui affecte une bonne partie des activités humaines telle que la production agricole, la consommation d'énergie, l'utilisation de certaines ressources telle que l'eau. Son influence sur notre vie est très grande. Aussi faut-il l'observer, l'étudier pour le connaître et le quantifier. Le climat peut jouer un rôle important dans l'étude de la station d'épuration, tel que la température, la vitesse du vent, évaporation et l'ensoleillement.

I.3.1.3.1. Températures :

Le relevé des températures maximales, minimales et moyennes est donné au tableau ci-dessous :

Tableau I.1. : Températures moyenne, maximale et minimale mensuelles de l'année 2003-2004 exprimées en °C.

MOIS	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
T. moy. en°C	11.7	12.1	14.1	16.1	18.5	21.2	23.9	24.4	23.1	19.7	15.8	13.4
T. max. moy	15.6	16.8	19.02	20.9	22.8	25.2	28.0	28.3	27.1	23.5	19.4	17.2
T. min. moy	7.7	7.4	9.2	11.3	14.2	17.2	19.8	20.5	19.0	15.9	12.1	9.5
T. min.	2.0	2.6	1.0	1.8	7.0	10.4	14.8	15.0	11.8	10.0	5.7	2.9

Source : PDAU de Sidi Ghil

La température moyenne mensuelle maximale a lieu au mois d'août, elle est de l'ordre 28,7 °C et la température moyenne mensuelle minimale a lieu au mois de février, elle est de l'ordre 7.4 C.

Tmax : moyenne des températures maximales en (°C)

Tmin : moyenne des températures minimales en (°C)

I.3.1.3.2. L'humidité :

Tableau I.2 : Valeurs moyennes mensuelles de l'humidité de l'année 2003-2004 exprimées en pourcentage :

Mois	Jan	Fev	mar	avr	mai	jui	jui	août	sep	oct	nov	dec
Humidité %	79	79	77	73	70	75	70	70	71	76	62	76

Source : PDAU de Sidi Ghilas

La région se caractérise par un climat humide qui se traduit par un taux d'humidité moyen de 73.16%.

I.3.1.3.3 .L'évaporation :

Les valeurs moyennes mensuelles de l'évaporation au niveau de la station de mesure pour la ville de Sidi Ghilas sont les suivants :

Tableau I.3:L'évaporation moyennes mensuelles de l'année 2003-2004 station de Meurad.

Mois	jan	fev	mars	avr	mai	jui	jui	aout	sep	oct	nov	dec
Evaporation (mm)	43	54	66	87	137	137	185	178	144	80	74	43

Source : station de Meurad

On remarque que la valeur moyenne mensuelle maximale de l'évaporation est de 185mm ; tandis que la valeur moyenne mensuelle minimale de l'évaporation est de 43 mm

I.3.2. Cherchell :

I.3.2.1.Situation géographique :

Cherchell est une ville côtière du nord Algérien à vocation agricole, touristique et à potentiel considérable dans le domaine de la pêche.

Elle est située sur le flanc occidental de la Mitidja et plus précisément à 100 Km à l'ouest d'Alger et à 28 Km à l'Ouest de Tipaza, chef lieu de la wilaya. Elle a été relevée administrativement au rang de daïra depuis 1974, elle comporte actuellement quatre communes « Cherchell, Hadjdj Ennous, Sidi Ghilas, et Sidi Semiane ».

Son territoire communal s'étend sur 13 000 hectares. Tandis que La commune elle-même de Cherchell couvre une superficie globale de 500 hectares, dont 232 hectares urbanisés,

I.3.2.2. Situation administrative :

Elle est délimitée administrativement par :

- A l'Est par les communes de : Tipasa, Nador et de Sidi Amar.
- Au Sud Est par la commune de : Menaceur.
- Au Sud Ouest par la commune de Sidi Semiane.
- A l'Ouest par la commune de : Sidi Ghilés.

Et au Nord par la Me Méditerranée.

Elle possède une bande côtière qui s'étend sur 19 Km environ.



Figure I.3 : Photo Aérienne de la ville de Cherchell

I.3.2.3. Situation climatologique :**I.3.2.3.1. Températures :**

Le relevé des températures maximales, minimales et moyennes est donné au tableau ci-après :

Tableau n° I.4. : Températures moyenne, maximale et minimale mensuelles de l'année 2003-2004 exprimées en °C.

MOIS	SEPT	OCT.	NOV.	DEC.	JAN.	FEV.	MARS	AVRIL	MAI	JUIN	JUILL.	AOUT
MOYmax°C	31.8	28.5	24.5	22.7	20.6	21.0	26.1	26.7	27.1	30.8	34.1	33.8
Moy, °C	23.1	19.7	15.8	13.4	11.7	12.1	14.1	16.1	18.5	21.2	23.9	24.4
Moy min°C	15.3	11.1	9.6	4.8	4.6	5.0	5.0	6.6	10.3	14	17	18

Source : PDAU de Cherchell

La température moyenne mensuelle maximale a lieu au mois juillet, elle est de l'ordre 34.1 °C et la température moyenne mensuelle minimale a lieu au mois janvier, elle est de l'ordre 4.6 c°.

I.3.2.3.2. L'humidité :

L'humidité de région de Cherchell est la même que celle de Sidi Ghilas.

Tableau I.5 : Valeurs moyennes mensuelles de l'humidité de l'année 2003-2004 exprimées en pourcentage.

Mois	Jan	Fev	mar	avr	mai	jui	jui	août	sep	oct	nov	dec
Humidité %	79	79	77	73	70	75	70	70	71	76	62	76

Source : PDAU de Cherchell

Comme sidi Ghilas, Cherchell aussi caractérisée par un climat humide.

I.3.2.3.3. L'évaporation :

Les valeurs moyennes mensuelles de l'évaporation au niveau de la station de mesure pour la ville de Cherchell sont les suivants :

Tableau I.6: L'évaporation moyennes mensuelles de l'année 2003-2004 station de Miliana :

Mois	jan	fev	mars	avr	mai	jui	jui	aout	sep	oct	nov	dec
Evaporation (mm)	54	55	74	84.5	96	151.5	202.5	177.5	136.5	93.5	59.5	49.5

Source : station de Miliana

On remarque que la valeur moyenne mensuelle maximale de l'évaporation est de 202.5mm ; tandis que la valeur moyenne mensuelle minimale de l'évaporation est de 49.5 mm.

I.3.3.4. La pluviométrie :

La pluviométrie est d'un régime variable et irrégulier suivant les mois et les années, la ville de Cherchell et Sidi Ghilas sont caractérisées par des précipitations annuelles variantes de 0 à 39 mm/j.

Faute de manque de données pour la zone d'intérêt, à titre indicatif, on prend en considération les valeurs données par les différentes stations avoisinantes, avancées pour la ville de Cherchell, et la ville de Sidi Ghilas voir tableau.

Pour cela on prend les données concernant la station de Meurad .parce que ce dernier est la station la plus proche de la zone d'intérêt

Tableau I.7 : pluies maximales journalières station de Meurad de l'année 2003-2004 (mm)

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout
P(mm)	28	13	39	28	12	38	34	11	1,1	0,5	0	1

Source: ANRH(Blida)

P (mm) : précipitation en mm.

Après l'analyse de ces données on remarque que la sécheresse caractérise les mois de Juin Juillet et Aout.

I.3.4. Données naturelles du site d'étude :

I.3.4.1 Relief :

I.3.4.1.1 .Relief de la ville de Sidi Ghilas :

A l'instar de la ville de Cherchell, la ville de Sidi Ghilas se trouve sur un plateau littoral offrant des pentes qui couvrent la majeure partie de sa superficie. Ce plateau urbanisé est dominé au sud par un relief montagneux et accidenté.

Les pentes rencontrées sont décrites comme suit :

- de 0 à 5 % : Nous les trouvons sur la frange littorale et au Sud Ouest de la commune. Elles occupent une superficie de 1430 ha environ et 35 % du territoire.
- de 5 à 10 % : Situées sur les piémonts de **SIDI GHILAS**, au sud, elles occupent 225 ha du territoire communal (5.5%).
- de 10 à 15 % : Représentant environ 3.3% de la superficie totale et 136 ha, elles sont localisées au Nord Est et parfois dans des endroits épars.
- de 15 à 20 % : Réparties sur 255 ha et représentant 6 % du territoire communal elles se trouvent d'une manière éparse sur la zone montagneuse.
- à 20 % : C'est la zone montagneuse proprement dite .C'est un relief très accidenté.

I.3.4.1.2. Relief de la ville de Cherchell :

Etant partie intégrante du complexe montagneux de l'atlas tellien, la commune de Cherchell se trouve sur un terrain très accidenté qui couvre la majeure partie de sa superficie soit 85% ayant des pentes supérieures à 20% et de direction Sud - Nord.

Cette particularité engendre la formation de plusieurs cours d'eau qui traversent le tissu urbain pour rejoindre la mer. Cette particularité rend la prise en charge des eaux pluviales assez contraignante.

I.3.4.2. Géologie de la zone urbanisée :

Le sol de la commune de Cherchell ainsi que celui de la commune de Sidi Ghilas se caractérise par les textures suivantes :

- Sable argileux : plus ou moins rubéfiés, l'épaisseur de cette couche est très variable.
- Faciès argileux : est entrecoupé par une formation éruptive.
- Faciès calcaire ou calcaire-gréseux : avec ou sans galets, typiquement mollassique.
- Alluvions actuelles : formant les terrasses inférieures des oueds et aussi répandues par étalement des vallées composées de limon argileux et sableux avec ou sans cailloutis, l'épaisseur de cette formation varie entre 10 et 30 m.

I.3.5 .Situation démographique :

L'évolution démographique en Algérie obéit à la loi de l'accroissement géométrique donnée par la formule suivante :

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

Où :

P : Population future.

P_0 : Population de l'année de référence

t : Taux d'accroissement démographique

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

I.3.5.1. sidi Ghilas :

Les résultats de la situation démographique de la commune de sidi Ghilas sont :

$P_0 = 11396$ hab (année de référence 2008)

t = 2.3 % (d'après service technique de l'APC de la commune de sidi Ghilas)

n = 30 ans

Tableau I.8 : Evaluation démographique de la commune de Sidi Ghilas.

Année	2008	2025	2038
Population (hab)	11396	16774	22544

I.2.5.2. Cherchell:

Les résultats de la situation démographique de la commune de Cherchell sont :

$P_0 = 38398$ hab (année de référence 2008)

t = 2.3 % (d'après service technique de l'APC de la commune de Cherchell)

n = 30 ans

Tableau I.9 : Evaluation démographique de la commune de Cherchell :

Année	2008	2025	2038
Population (hab)	38398	56519	75959

I.3.6 .Les équipements et les besoins en eau :

L'estimation des besoins en eau de différents horizons nécessite des normes de consommations unitaires. Celles-ci sont établies sur la base de certains critères (socio-économiques, sanitaires...).

Les besoins en eau varient non seulement avec l'évolution démographique et le niveau de vie des populations, mais aussi avec la diversité des activités locales et des extensions.

➤ Consommation moyenne journalière

En tenant compte des besoins en eau domestiques, scolaires, administratifs et industriels la consommation moyenne journalière se détermine par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy } j} = \Sigma (D_i * N_i) / 1000 \quad (\text{m}^3/\text{j}) \dots\dots\dots (\text{II.2})$$

Où :

$Q_{\text{moy } j}$: la consommation moyenne journalière (m^3/j)

N : Nombre de consommateurs ; besoins domestiques ; scolaires ; industriels et administratifs

D : Dotation moyenne journalière.

Tableau I.10 : besoins moyens journaliers de la commune de Sidi Ghilas :

Type des Besoins	Dotation l/j/hab	Nombre (actuel)	Nombre 2025	Nombre 2038	Qmoy 2025 m3/j	Qmoy 2038 m3/j
Domestique	200	11396	16774	22544	3354.8	4508.8
Siège APC	10	125	184	248	1.84	2.48
Gendarmerie Nationale	50	300	442	593.4	22.1	29.67
BIBLIO	10	125	184	248	1.84	2.48
Sûreté Urbaine	10	180	265	356	2.65	3.56
PTT	10	165	243	327	2.43	3.27
casoral	10	50	74	99	0.74	0.99
station de service	10	70	103	139	1.03	1.39
Locaux	10	105	155	208	1.55	2.08
Marché	10	50	74	99	0.74	0.99
Zone d'activité	15	100	147	198	2.21	2.97
Stade	10	150	221	297	2.21	2.97
Salle omnisports	10	100	147	198	1.47	1.98
Auberge de jeunes	25	25	37	50	0.93	1.25
Centre Culturel	10	50	74	99	0.74	0.99
Centre de Formation	10	200	294	396	2.94	3.96
Centre de vacances	15	160	236	317	3.54	4.76
Cinéma	10	40	59	79	0.59	0.79
Mosquée	10	1500	2208	2967	22.08	29.67
Hôpitaux	150	240	353	475	52.95	71.25
Centre de santé	150	50	74	99	11.1	14.85
Dispensaire	150	100	147	198	22.05	29.7
centre de rééducation	120	47	69	93	8.28	11.16
Ecoles	25	1350	1987	2670	49.68	66.75
CEM	25	850	1251	1682	31.28	42.05
Lycée	25	650	957	1286	23.92	32.15

Tableau I.11 : récapitulatif des résultats :

Type	Qmoy m ³ /j	Qmoy m ³ /j
Domestiques	3354.8	4508.8
Différents services	37.13	49.87
Equipement Sportifs	4.61	6.2
Cultuels	22.08	29.67
Sanitaires	102.19	137.46
Scolaires	104.88	140.95
Total	3625.69	4872.95

Tableau I.12: besoins moyens journaliers de la commune de Cherchell.

Type des besoin	Dotation l/j/hab	Nombre d individus (actuel)	Nombre d individus 2025	Nombre d individus 2038	Qmoyj 2025 m ³ /j	Qmoyj 2038 m ³ /j
Domestique	200	38398	56519	75959	11303.8	15191.8
Seige APC	10	80	118	159	1.18	1.58
Siege Daira	10	60	88	119	0.88	1.18
BADR	10	50	74	99	0.74	0.99
Sureté Daira	10	45	66	89	0.66	0.89
Gendarmerie Natoinale	50	617	908	1221	45.4	61.05
S�uret� Urbaine	10	70	103	139	1.03	1.39
Protection civil	150	135	199	267	29.85	40.05
PTT	10	70	103	139	1.03	1.39
Subd hydro	10	35	52	69	0.52	0.69
tribunal	15	50	74	99	1.11	1.48
menuiserie	10	20	29	40	0.29	0.4
casoral	10	40	59	79	0.59	0.79
station urbaine	10	30	44	59	0.44	0.59
station de service	10	36	53	71	0.53	0.71
maison de l'artisanat	10	30	44	59	0.44	0.59
Musée	10	20	29	40	0.29	0.4
Abattoir	50	40	59	79	2.95	3.95
Ecole de pêche	50	100	147	198	7.35	9.9

Suite du tableau I.12 :

Type des besoins	Dotation l/j/hab	Nombre (actuel)	Nombre 2025	Nombre 2038	Qmoyj 2025 m ³ /j	Qmoyj 2038 m ³ /j
Souk el Fellah	20	35	52	69	1.04	1.38
Marché	20	30	44	59	0.88	1.18
Zone d'activité	15	40	59	79	0.89	1.18
Auberge de jeunes.	10	30	44	59	0.44	0.59
Stade	10	170	250	336	2.5	3.36
Salle omnisports	10	80	118	158	1.18	1.58
Centre Culturel	10	70	103	139	1.03	1.39
Centre de Formation	10	200	294	396	2.94	3.96
Centre de vacances.	15	135	199	267	2.98	4
Cinéma.	10	70	103	139	1.03	1.39
Mosquée	10	5000	7360	9890	73.6	98.9
Polyclinique	150	30	44	59	6.6	8.85
Centre de santé	150	10	15	20	2.25	3
Maternités.	150	60	88	119	13.2	17.85
Hôpitaux.	150	80	118	158	17.7	23.7
Ecoles	25	3250	4784	6428	119.6	160.7
CEM	25	700	1030	1385	25.75	34.63
Lycée	25	600	883	1187	22.08	29.68

Tableau I.13 : récapitulatif des résultats :

Type	Qmoyj m ³ /j	Qmoyj m ³ /j
Domestiques	11303.8	15191.8
Différents services	67.21	90.32
Equipement Sportifs	4.12	5.53
Cultuels	73.6	98.9
Sanitaires	47.73	64.14
Scolaires	167.43	225.01
Total	11663.8	15675.7

Tableau I.14 : Tableau récapitulatif :

	Horizon 2025	Horizon 2038
Nombre d'habitants	73293	98503
Qmoy (m³/j)	15289.58	20548.65

I.3.7 Situation hydraulique :**I.3.7.1 Alimentation en eau potable :**

L'approvisionnement en eau potable de la ville de Cherchell et sidi Ghilas se faisait au par avant seulement par le champ de captage de Oued Hachem. Mais vu le déficit d'eau prononcé ; après la réalisation de la station de traitement des eaux du barrage de Boukerdane, il y a un renforcement qui se fait par ce dernier.

I.3.7.2 Assainissement :**I.3.7.2.1 Sidi Ghilas :**

Le Réseau d'assainissement de la ville de sidi Ghilas est constitué de conduites de forme circulaire allant de 300 mm jusqu'au 800

Réseau est de type unitaire. Il suit l'urbanisme régulier de cette agglomération et rejette les eaux usées à travers un rejet principale. Il existe d'autres rejets situés en particulier le long de oued el kharmoud dont les débits à évacuer ne sont pas très importants, ils seront collectées et rattachés au système leurs prise en charge un collecteur d'assainissement sera projeté en deuxième phase de l'étude.

I.3.7.2.1 Cherchell :

La ville de Cherchell est dotée d'un réseau datant de l'époque coloniale, de type unitaire dans sa conception première mais au fil du temps il a subi plusieurs changements comme la réalisation de galeries à ciel ouvert. C'est un réseau qui rejette les eaux collectées dans la mer, via quinze points de rejets. Le système d'assainissement de cette ville ne comporte pas d'ouvrages de déversement ou de relevage et pas de système d'épuration.

I.4. Conclusion :

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre zone d'étude du point de vue topographie, géologie, climatologie, démographie, ainsi que la situation hydraulique.

CHAPITRE II

ORIGINES DES EAUX USEES

II.1.Introduction :

Le traitement ou l'épuration des eaux usées a pour objectif de réduire la charge polluante qu'elles véhiculent afin de rendre au milieu aquatique une eau de qualité, respectueuse des équilibres naturels et de ses usages futurs (pêche, loisir, alimentation, utilisation agricole ou industrielle, etc.).

II.2.Origine et nature des eaux usées :

Les eaux usées peuvent être définies comme les eaux qui sont dégradées par les activités des hommes. Il peut s'agir d'activités domestiques (aller aux toilettes, prendre une douche, faire la vaisselle, se laver les mains...) ou industrielles (fabriquer du yaourt, tenir un garage automobile ...) ou pluviales.

On distingue alors trois catégories des eaux usées : [1]

II.2.1.Les eaux pluviales :

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

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

II.2.2.Les eaux usées domestiques :

Elles correspondent à l'eau que nous consommons à la maison pour les différents besoins quotidiens. On distingue deux catégories d'eaux usées domestiques :

➤ Les eaux ménagères :

Qui ont pour origine les salles de bain, les cuisines. Elles contiennent des solvants, des graisses et des débris organiques.

➤ Les eaux vannes :

S'appliquent aux rejets des toilettes. Elles sont chargées de diverses matières organiques azotées et de germes fécaux.

II.2.3.Les eaux industrielles :

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

II.2.4.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) issus 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 écoulement souterrain.

II.2.5. Les eaux usées parasites:

Elles proviennent des remontées des nappes sous-terraines ou des fuites des conduites d'alimentation en eau potable ; 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.

II.3. Composition des eaux usées :

➤ Définition de la pollution :

Une eau est dite polluée lorsque ses qualités sont dégradées, perturbant la vie aquatique et rendant son utilisation dangereuse pour l'homme et les animaux. Cette dégradation résulte de la présence de "polluants" en quantité suffisante pour qu'ils puissent être nocifs.

II.3.1. nature des pollutions :

On distingue quatre formes principales de pollution :

- pollution organique
- pollution minérale
- pollution microbiologique
- pollution toxique (minérale ou organique)

II.3.1.1. la pollution organique :

Ce sont des produits rejetés par les êtres vivants : feuilles mortes, débris végétaux, excréments, déchets alimentaires. Ces polluants sont biodégradables, c'est-à-dire qu'ils s'éliminent progressivement dans l'eau de façon naturelle, par réaction chimique ou par l'action des micro-organismes présents naturellement dans l'eau.

Les polluants organiques peuvent augmenter la turbidité des eaux et créer un phénomène d'eutrophisation avec une diminution de la quantité d'oxygène dissous.

II.3.1.2. Pollution minérale :

Il s'agit principalement d'effluents industriels contenant des substances minérales tels que :

Les sels, les nitrates, les chlorures, les phosphates, les ions métalliques, le plomb, le mercure, le chrome, le cuivre, le zinc et le chlore.

Ces substances suscitent :

- Peuvent causer des problèmes sur l'organisme de l'individu.
- Perturbent l'activité bactérienne en station d'épuration.
- Affectant sérieusement les cultures.

II.3.1.3. Pollution microbiologique :

Cette pollution est due à la présence d'une multitude d'organismes vivants dans les eaux usées apportés par les excréments d'origines humaine ou animale.

Ces bactéries jouent le rôle de témoins de pollution.

La pollution microbiologique devient très dangereuse lorsque les eaux usées sont rejetées dans un milieu récepteur pouvant provoquer des maladies dangereuses pour l'individu.

II.3.1.4. 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 industriels (aldéhydes, phénols, produits azotes ...etc.).

Les substances minérales toxiques sont : les sels à fortes concentration, les ions métalliques rejetés par les effluents industriels. [2]

II.4. Caractéristiques des paramètres de pollution étudiés :

La composition des eaux usées est extrêmement variable en fonction de leur origine (industrielles, domestiques, 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.

Trois catégories des paramètres de pollution sont les suivants :

- paramètres physiques ;
- paramètres chimiques ;
- paramètres biologiques.

II.4.1. paramètres physiques :

➤ Température :

La température est un paramètre important pour le bon fonctionnement des systèmes d'épuration dans la mesure où il peut influencer de différentes manières sur :

La solubilité des sels et des gaz. Il est établi que la solubilité d'un gaz diminue pour une augmentation de la température. Ce phénomène est particulièrement important dans le cas de l'oxygène dissous.

Aussi, plus l'eau est chaude plus la concentration de saturation de l'oxygène devra diminuer, ce qui conduit à la diminution de la réserve d'oxygène mis à la disposition dans les processus d'auto - épuration.

Sur la multiplication des micro-organismes, affectant ainsi l'épuration biologique

➤ l'odeur :

L'odeur est signe de pollution ou de présence des 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 résiduaires industrielles.

➤ la turbidité :

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

➤ Les matières en suspension (MES)

C'est la fraction non dissoute de la pollution, les matières en suspension, et particulièrement la fraction décantable de celles-ci, peuvent constituer, à l'aval du rejet, des dépôts qui empêchent la vie d'une faune et d'une flore benthiques normales et qui dégradent la qualité de l'eau sous-jacente par le

produit des fermentations. Les MES contribuent aussi à déséquilibrer le milieu aquatique en accroissant la turbidité et peuvent avoir un effet néfaste direct sur l'appareil respiratoire des poissons.

➤ **Matières grasses :**

Les eaux résiduaires industrielles contiennent des quantités élevées de graisses et d'huiles, qui par formation de films 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 rendent plus difficile l'épuration des eaux. [3] ; [4]

II.4.2. paramètres chimiques :

➤ **Potentiel hydrogène (PH) :**

Le PH exprime le degré d'acidité des eaux usées. Ce paramètre joue un rôle primordial :

- Dans les propriétés physico - chimiques (acidité, agressivité)
- Dans les processus biologiques, dont certains exigent des limites de PH très étroites

➤ **Conductivité :**

La conductivité est liée à la concentration des substances dissoutes et à leur nature. La mesure de la conductivité permet d'évaluer approximativement la minéralisation globale de l'eau. La conductivité d'une eau varie selon son degré d'impuretés, ainsi plus la concentration ionique des sels dissous est grande plus la conductivité est grande.

➤ **La demande biologique en Oxygène (DBO) :**

Est un paramètre global qui exprime la quantité d'oxygène qu'une biomasse épuratrice va consommer pour décomposer les matières organiques contenues dans l'effluent. Elle est donc représentative de la somme des matières organiques biodégradables. Elle est généralement mesurée en 5 jours (DBO₅).

➤ **La demande chimique en Oxygène (DCO) :**

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

Donc la mesure de la (DCO) permet de façon indirecte d'évaluer la quantité de matières oxydables essentiellement organiques contenues dans l'eau.

Les substances oxydables naturelles proviennent du lessivage des sols et essentiellement du métabolisme des organismes vivants.

➤ **Le carbone organique total (COT) :**

Le carbone organique total 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 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.

➤ **les nutriments :**

Ce sont des éléments minéraux utilisés par les végétaux pour leur alimentation (azote et phosphore essentiellement). On distingue :

1- L'Azote :

Peut se trouver sous forme minérale (ammoniacal, nitrate) ou organique. 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.

2- Le Phosphore :

Le phosphore peut 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.

Présents en excès dans le milieu aquatique, ils provoquent un développement anormal de certaines catégories de végétaux (algues, plantes aquatiques), dont la décomposition, en fin de vie, consomme de grandes quantités d'oxygène, conduisant au phénomène d'eutrophisation au détriment des organismes aérobies, en particulier les poissons.

➤ Métaux lourds :

Les métaux lourds se trouvent dans les eaux usées urbaines à l'état de trace. Des concentrations élevées sont en général révélatrices d'un rejet industriel accidentel ou volontaire.

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

Parmi les métaux lourds .on peut citer : cuivre (Cu), chrome(Cr), zinc(Zn). [5]

II.4.3.paramètres biologiques :

Les eaux usées sont des milieux favorables au développement d'un très grand nombre d'organismes vivants, dont des germes pathogènes souvent fécaux.

On les trouve dans les effluents hospitaliers, de lavage de linges et de matériels souillés, ou encore dans le déversement de nombreuses industries agro-alimentaires (abattoirs, élevage agricoles,.....). [6]

II.5.Les normes de rejet :

Les normes de rejet à l'égout ou après traitement ont pour objet la protection du milieu récepteur.

Les notions de flux de pollution et de facteur de dilution sont largement pris en compte dans l'approche du problème. Les niveaux de qualité correspondent en général, aux possibilités techniques des principaux procédés de réduction des différents paramètres de pollution. [4]

Tableau.II.1 : Les normes de rejet des eaux usées en vigueur en Algérie sont :

Désignation des paramètres physiques et chimiques	Unités	Valeurs limites maximales
Température	°C	30
pH	--	5,5 à 8,5
Demande biochimique en oxygène (DBO ₅)	mgO ₂ /l	40
Demande chimique en oxygène (DCO)	//	120
Matières en suspension totales (MES à 105°C)	mg/l	30
Azote Kjeldahl Total (NTK)	//	40
Phosphates (PO ₄)	//	2
Aluminium (Al)	mg/l	5
Cadmium (Cd)	//	0,20
Chrome (Cr ³⁺)	//	3,00
Chrome (Cr ⁶⁺)	//	0,10
Cuivre (Cu)	//	3
Cyanures (CN)	//	0,10
Mercure (Hg)	//	0,01
Nickel (Ni)	//	5
Plomb (Pb)	//	1
Zinc (Zn)	//	5
Fer (Fe)	mg/l	5
Manganèse (Mn)	//	1
Huiles et graisses	mg/l	20
Hydrocarbures	//	20
Phénols	//	0,50
Solvants organiques	//	20
Chlore actif	//	1
Détergents	//	2

Source : ([Décret n°93-160 du 10 juillet 1993])

)

II.6 .Prélèvement et échantillonnage :

Compte tenu de la diversité de la nature des eaux résiduaires ainsi que des systèmes de transfert et de dilution, il est difficile de définir une technique de prélèvement satisfaisante en toutes circonstances. Le but à atteindre consiste essentiellement à obtenir des prélèvements représentatifs du rejet et du milieu récepteur.

Dans tous les cas, la localisation du ou des points de prélèvements nécessite une connaissance approfondie des installations et des lieux.

Pour le contrôle du milieu récepteur, l'échantillonnage doit être pratiqué à une distance suffisante du point de rejet, en tenant compte des caractéristiques de la dilution, des débits respectifs, et de la vitesse des courants.

D'autre part, la composition des effluents résiduaux et des eaux polluées variant au cours de la journée, il importe de prélever les échantillons à des heures judicieusement réparties afin d'avoir un prélèvement correspondant à la composition moyenne.

II.6.1. Analyses des eaux à traiter :

Quatre points de prélèvement ont été retenus :

- rejet Cherchell 1
- rejet Cherchell 2
- rejet Cherchell 3
- rejet Sidi Ghilas

L'échantillonnage a été réalisé par les équipes de l'ONA le lundi 26 avril 2010.

L'échantillonnage a été réalisé manuellement à des mesures d'intervalle environ 03 prélèvements/jour/rejet.

Tableau II.2 : Caractéristiques des eaux usées de point de rejet 1 pour le 26 avril 2010

Paramètres mesurés au laboratoire	Méthode d'analyse	résultat
MES mg/l	NFT 90-105-2	244
DCO mg o ₂ /l	ISO 6060	405.21
DBO ₅ mg o ₂ /l	Méthode manométrique	300
Orthophosphates P-PO ₄ mg/l	ISO 6878	2.24
Azote ammoniacal N-NH ₄ mg/l	ISO 7150/1	9.71
Nitrites N-NO ₂ mg/l	ISO 6777	0.08
Nitrates N-NO ₃	ISO 7890-3	0.02
Azote kjeldahl Nmg/l	ISO 5663	11.2

Paramètres mesuré sur le site	10h45	12h45	14h45
Température °c	19.2	19.3	19.7
pH	7.67	7.65	7.68
Conductivité us/cm	1528	1487	1616

Source : (DHW de Tipaza)

Tableau II.3 : Caractéristiques des eaux usées de point de rejet 2 pour le 26 avril 2010

Paramètres mesurés au laboratoire	Méthode d'analyse	résultat
MES mg/l	NFT 90-105-2	123.5
DCO mg o ₂ /l	ISO 6060	135
DBO ₅ mg o ₂ /l	Méthode manométrique	65
Orthophosphates P-PO ₄ mg/l	ISO 6878	1.14
Azote ammoniacal N-NH ₄ mg/l	ISO 7150/1	6.65
Nitrites N-NO ₂ mg/l	ISO 6777	0.26
Nitrates N-NO ₃	ISO 7890-3	0.07
Azote kjeldahl Nmg/l	ISO 5663	9.18

Paramètres mesuré sur le site	11h00	13h00	15h00
Température °c	19.9	19.8	20
pH	7.57	7.61	7.71
Conductivité us/cm	1535	1565	1659

Source : (DHW de Tipaza)

Tableau II.4 : Caractéristiques des eaux usées de point de rejet 3 pour le 26 avril 2010

Paramètres mesurés au laboratoire	Méthode d'analyse	résultat
MES mg/l	NFT 90-105-2	154
DCO mg o2/l	ISO 6060	376
DBO5 mg o2/l	Méthode manométrique	250
Orthophosphates P-PO4 mg/l	ISO 6878	2.70
Azote ammoniacal N-NH4 mg/l	ISO 7150/1	7.64
Nitrites N-NO2 mg/l	ISO 6777	0.11
Nitrates N-NO3	ISO 7890-3	0.02
Azote kjeldahl Nmg/l	ISO 5663	12.63

Paramètres mesuré sur le site	11h17	13h17	15h00
Température °c	19.3	19.4	20
pH	7.71	7.66	7.67
Conductivité us/cm	1686	1805	1939

Source : (DHW de Tipaza)

Tableau II.5 : Caractéristiques des eaux usées de point de rejet de Sid1 Ghilas pour le 26 avril 2010

Paramètres mesurés au laboratoire	Méthode d'analyse	résultat
MES mg/l	NFT 90-105-2	122.5
DCO mg o2/l	ISO 6060	444
DBO5 mg o2/l	Méthode manométrique	320
Orthophosphates P-PO4 mg/l	ISO 6878	3.38
Azote ammoniacal N-NH4 mg/l	ISO 7150/1	10.69
Nitrites N-NO2 mg/l	ISO 6777	0.13
Nitrates N-NO3	ISO 7890-3	0.03
Azote kjeldahl Nmg/l	ISO 5663	12.89

Paramètres mesuré sur le site	11h35	13h35	15h35
-------------------------------	-------	-------	-------

Température °c	19.7	20.4	20.3
pH	7.69	7.71	7.73
Conductivité us/cm	1943	2190	2340

Source : (DHW de Tipaza)

Tableau II.6 : Récapitulatif des résultats globaux :

Paramètres mesurés au laboratoire	moyenne
MES mg/l	161
DCO mg o2/l	340.05
DBO5 mg o2/l	233.75
Ortho phosphatés P-PO4 mg/l	1.81
Azote ammoniacal N-NH4 mg/l	8.67
Nitrites N-NO2 mg/l	0.145
Nitrates N-NO3	0.035
Azote kjeldahl Nmg/l	11.47
Rapport (DCO/DBO ₅)	1.58
Température °c	19.75
pH	7.67
Conductivité us/cm	1774.42

II.6.2. Interprétations des résultats :

Les résultats des analyses effectuées sur le rejet étudié sont présentés dans les tableaux précédents.

Les eaux usées analysées ont une température < 30°C, et des valeurs de pH compatibles avec un traitement biologique.

Ces eaux sont caractérisées par une conductivité élevée. Elle varie en moyenne pour les quatre points de rejet entre 1543 et 2157

Le rapport DCO/DBO5 traduisant la biodégradabilité de l'effluent, varie en moyenne entre 1.35 et 2.07.

Le ratio nutritionnel est respecté.

On note cependant que les eaux du point de rejet 2 sont peu chargées.

Les concentrations en MES, NH₄, NO₂, NO₃, PO₄, DCO, DBO5 correspondent dans l'ensemble aux caractéristiques d'une eau usée urbaine biodégradable.

II.7. Conclusion :

Déterminer et interpréter la qualité de l'eau s'avère un exercice complexe. Premièrement parce que la pollution de l'eau peut prendre plusieurs formes. Deuxièmement, un grand nombre d'indicateurs peuvent être mesurés afin de connaître la qualité de l'eau. Enfin, les différents types d'usage permettent de porter un jugement sur la qualité de l'eau étudiée.

CHAPITRE III

PROCEDES D'EPURATION DES EAUX USEES

III.1. Introduction :

Une station d'épuration peut s'apparenter à une usine de pollution des eaux usées avant leur rejet en milieu naturel, généralement en rivière sa fonction. Elle est installée à l'extrémité d'un réseau de collecte des égouts et en amont du milieu naturel. Elle rassemble une succession de dispositifs, empruntés tour à tour par les eaux usées, chacun de ces dispositifs étant conçu pour extraire au fur et à mesure les différents polluants contenus dans les eaux.

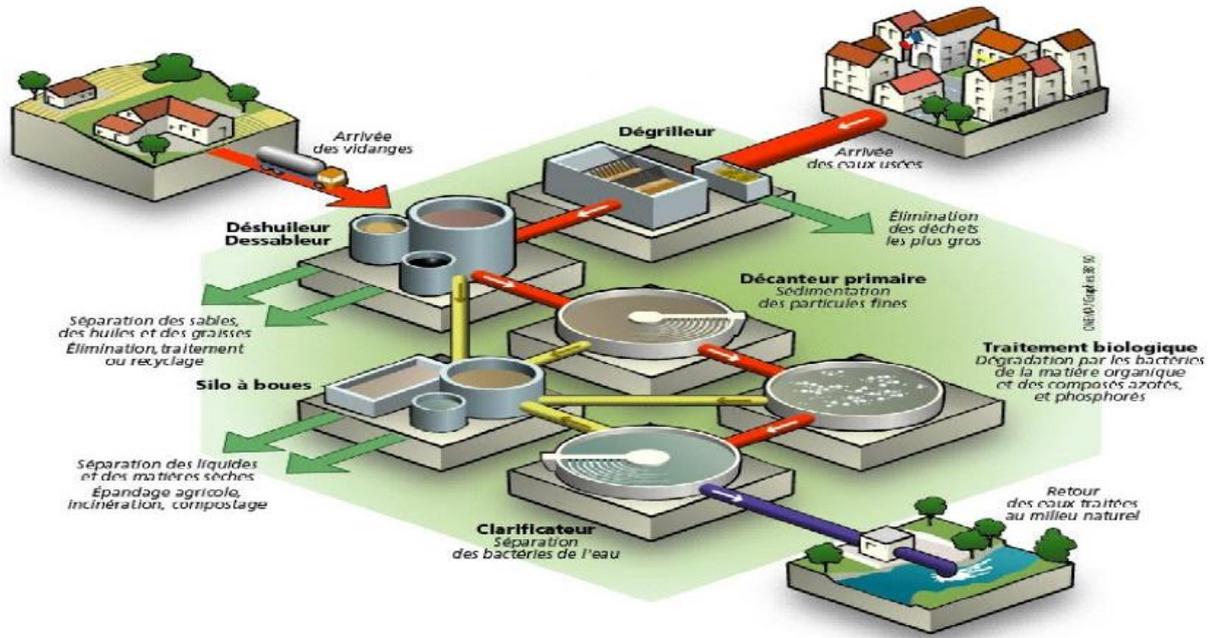


Figure III.1 : schéma présente une station d'épuration

III.2. Etapes et procédés du traitement :

Il existe plusieurs filières de stations d'épuration selon le type et la quantité de pollution à traiter. 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

III.2.1 .Prétraitement : [6] ; [7]

Les dispositifs de prétraitement sont présentés dans toutes les stations d'épuration domestiques, quels que soient les procédés mis en œuvre en aval. Ils ont pour but d'éliminer les éléments solides les plus grossiers susceptibles de gêner les traitements ultérieurs ou d'endommager les équipements. Ils se composent de trois étapes, présentes ou non selon les besoins, à savoir :

- Le relevage
- Le dégrillage : élimination des déchets volumineux,
- Le dessablage : élimination des sables,
- Le dégraissage-déshuilage : élimination des corps gras. [6] ; [7]

III.2.1.1. relevage :

le relevage des eaux usées dans les collections se fait généralement par gravité, sous l'effet de leur poids. Une station de relèvement permet d'acheminer les eaux usées dans la station d'épuration lorsque ces dernières arrivent à un niveau plus bas que les installations de dépollution, cette opération s'effectue grâce à des pompes ou des vis d'Archimède.

III.2.1.2. 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 intempestive des gros objets
- Susceptibles de provoquer des bouchages dans les différentes unités de l'installation
- Séparation et évacuation des matières volumineuses charriées par l'eau brute, qui pourraient nuire à l'efficacité des traitements.

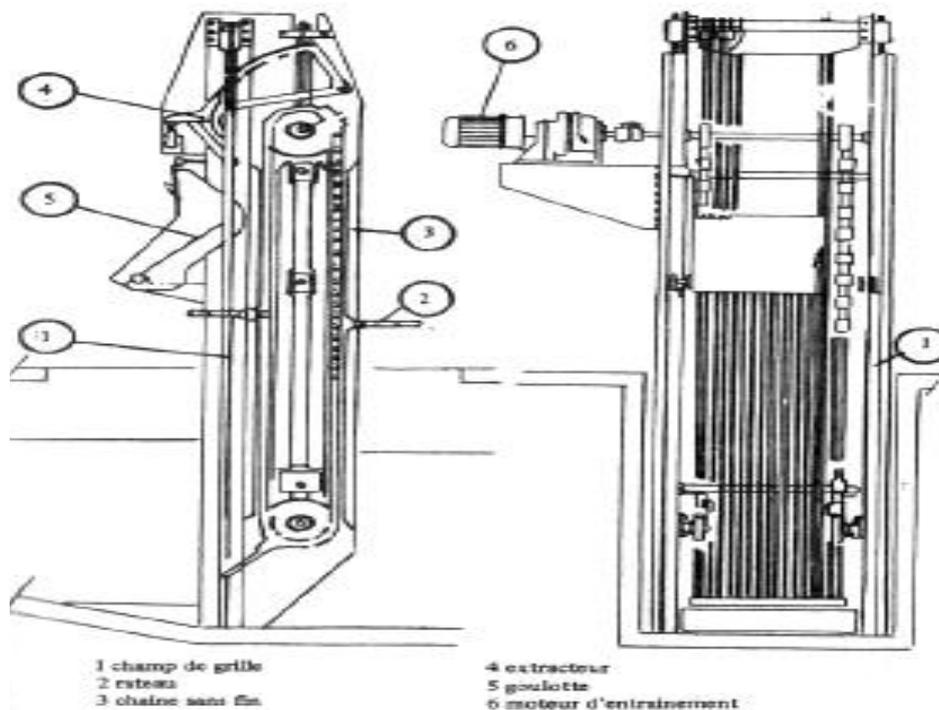


Figure III.2 : Schéma d'un dégrilleur vertical

L'opération de dégrillage s'effectue par simple passage des 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 nettoyage manuel, 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 nettoyage se trouvant placé à l'amont du champ de grille. Le nettoyage est assuré par un ou deux peignes montés à l'extrémité de bras, tournant autour d'un axe horizontal.

La mécanisation des grilles est utilisée généralement pour les grilles dont l'espacement des barreaux est inférieur à 20 mm (grilles fines). Le volume des refus retenus par les grilles est de 3 à 5 L/hab/an.

III.2.1.3. Dessablage :

Le dessablage a pour but d'extraire des eaux brutes les graviers, sable, et particules minérales plus ou moins fines, de façon à éviter les dépôts dans les canaux et conduites 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 déssableurs :

- Déssableur à couloir simple;
- Déssableur à couloir à vitesse d'écoulement constante;
- Déssableur circulaires;
- Déssableur rectangulaires aérés.

L'extraction du sable est réalisée automatiquement:

- Par un ensemble d'émulseurs d'air à fonctionnement synchronisé.
- Par raclage vers une fosse de collecte d'extrémité, suivi d'une reprise par pompage.
- Directement par pompe suceuse montée sur le pont roulant.

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.

III.2.1.4. Déshuilage-dégraissage :

Le déshuilage est destiné à extraire les graisses et huiles figées et émulsionnées dans les eaux brutes. Cette opération fait appel 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 dégraisseur.

Le temps de séjour dans ce type d'ouvrage est de 5 à 12 min. Le débit d'air insufflé est de l'ordre de 0,2 m³ par mètre cube d'eau et par heure.

Le plus souvent, les fonctions de dessablage et de déshuilage sont combinées dans un même Ouvrage qui met en œuvre les principes de fonctionnement cités précédemment.

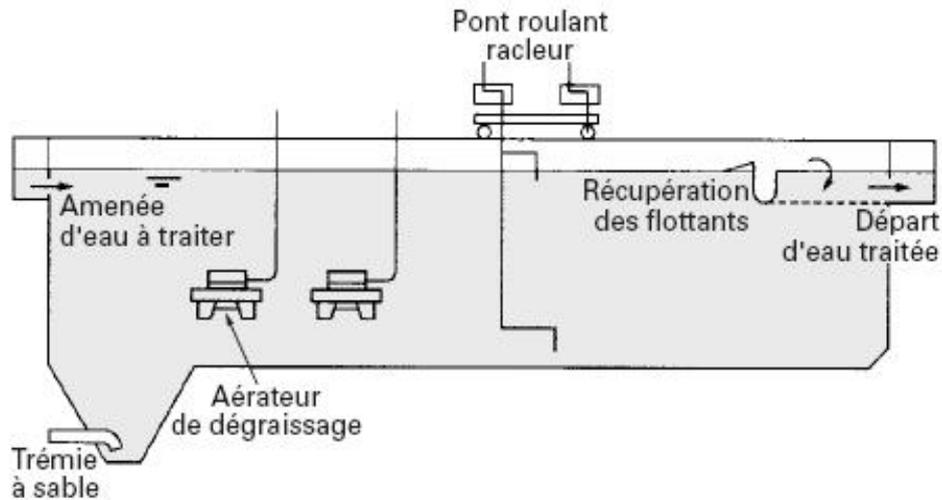


Figure III.3 : Schéma d'un dessableur-déshuileur combiné

III.2.2. Traitement primaire (décantation primaire) :

La principale opération effectuée dans le traitement primaire est la décantation. Cette opération vise à extraire de l'eau les matières en suspension d'origine minérale ou organique décantables de la fraction liquide par sédimentation permettant d'éliminer jusqu'à 30 % de la **DBO₅** et 60 % environ de **MES** de l'effluent prétraité.

La vitesse lente de l'eau permettra le dépôt des matières en suspension au fond du décanteur constituant des boues primaires fraîches. Celles-ci doivent être rapidement éliminées afin d'éviter la fermentation. Elles rejoindront alors les boues secondaires (provenant du traitement secondaire) qui seront traitées par la suite.

La décantation s'effectue dans des ouvrages rectangulaires ou circulaires, munis de racleurs de fond et de surface pour extraire les boues recueillies.

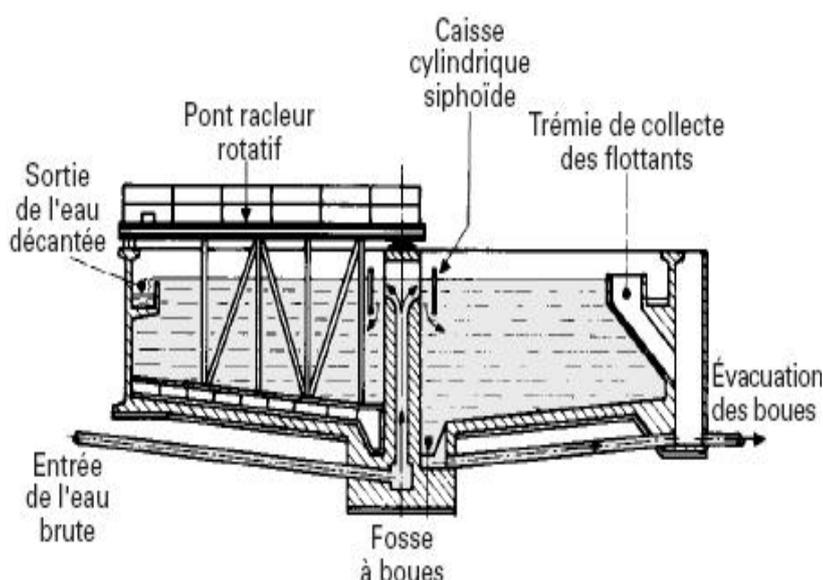


Figure III.4 : Schéma d'un décanteur circulaire avec raclage de boues

III.2.3. Traitements secondaires :

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

En cette étape, on distingue un traitement par voie biologique

III.2.3.1. Traitement biologique :

L'épuration des eaux usées urbaines domestiques fait généralement appel aux processus biologique.

La pollution organique comprend une fraction biodégradable estimée par la demande biologique en oxygène ou **DBO₅** et une fraction non biodégradable estimée par la demande chimique en oxygène ou **DCO** (paramètre de référence) de l'eau brute.

Les traitements biologiques ne s'attaquent évidemment qu'à la fraction biodégradable de la pollution organique. Cette opération n'est rendue possible que par l'existence d'une flore bactérienne, dans laquelle on retrouvera des champignons, des larves,... etc, qui dégradent les matières organiques présentent dans l'eau brute pour leurs besoins spécifiques (nutrition, croissance, reproduction). La dégradation des matières organiques est le résultat du métabolisme bactérien.

Parmi les traitements biologiques, on distingue les procédés biologiques extensifs et les procédés biologiques intensifs. [1] ; [7]

III.2.3.1.1. Les procédés extensifs ou naturels :

Les traitements extensifs sont souvent préférés aux traitements conventionnels pour assurer l'épuration des eaux usées des petites et moyennes collectivités. La raison de cette préférence est leur fiabilité, la simplicité de leur gestion et la modestie des coûts de fonctionnement.

Parmi ces procédés on distingue :

III.2.3.1.1.1. L'épandage :

C'est le procédé le plus ancien, Il consiste à déverser directement sur le sol perméable des eaux usées, où les granulats constituant le sol sont alors un matériau de support de micro-organismes, ces derniers servent à dégrader la matière organique. Ce procédé peut être dangereux dans la mesure où les eaux qui s'infiltrent à travers le sol peuvent contaminer les nappes.

L'épuration par épandage présente un certain nombre de risques tel que L'intoxication à travers la chaîne alimentaire, la contamination des nappes et le risque de colmatage des sols.

Elle présente par contre l'avantage d'être un procédé simple et très économique. N'exigeant pas de grands moyens de mise en œuvre ou d'exploitation et permettant la fertilisation des sols pauvres par un apport de substances nutritives contenues dans l'effluent. [4] ; [7]

III.2.3.1.1.2. Le lagunage :

On distingue principalement deux types de lagunage :

- Le lagunage naturel ;
- Le lagunage aéré.

➤ **Le lagunage naturel :**

Est un procédé de traitement des eaux usées fondé sur un écosystème constitué principalement d'algues et des bactéries aérobies et anaérobies. Le rayonnement solaire est utilisé comme source énergétique pour la production de l'oxygène par photosynthèse par les algues microscopiques.

Ce type de lagunage se caractérise essentiellement par un temps de séjour très élevé des effluents, plusieurs dizaines de jours et par des mécanismes de fonctionnement biologique fortement liés à la température et aux saisons, Les principaux processus sont :

- La décantation des MES, digestion anaérobie des matières décantées,
- L'oxydation des matières organiques biodégradables par les bactéries hétérotrophes,
- La synthèse des algues elle même productrice d'oxygène,

L'élimination de la DBO_5 est significative mais une partie importante de la DCO incidente se retrouve dans les effluents du lagunage sous forme d'algues.



Figure III.5: Lagunage naturel

➤ **Le lagunage aéré :**

Un rapport supplémentaire d'oxygène nécessaire à l'assimilation des matières organiques par les bactéries est fourni par brassage en surface grâce à des aérateurs mécaniques.

➤ Le lagunage naturel présente les avantages suivants

- Il est bien adapté au réseau unitaire (charge hydraulique - dilution) ;
- Les coûts d'investissement et exploitations limités (en absence de forte contrainte d'étanchéification) ;
- Une bonne intégration dans l'environnement ;
- Une bonne élimination des germes pathogènes ;
- Pas de raccordement électrique;

- une bonne élimination de l'azote (70 %) et du phosphore (60 %).
- Par contre, il présente les inconvénients suivants :
 - Une emprise au sol importante ;
 - Des contraintes de nature du sol et d'étanchéité ;
 - Une variation saisonnière de la qualité de l'eau traitée ;
 - Des nuisances en cas de défaut de conception et/ou d'exploitation (rongeurs, odeurs, moustiques) ;
 - Une élimination de l'azote et du phosphore incomplète ;
 - Des difficultés d'extraction des boues ;
 - Adapter à des tailles supérieures à 100 équivalents habitant ;
 - Il n'y a pas de réglage possible en exploitation ;
 - Une sensibilité aux effluents septiques et concentrés. [4]



Figure III.6 : système d'épuration par lagunes aérées

III.2.3.1.2. Les procédés intensifs ou artificiels :

Dont le but est de décomposer de façons biochimiques par oxydation des matières non séparables par décantation qui n'ont pas pu être éliminées par des procédés physiques des eaux usées. En même temps une nouvelle substance cellulaire se forme. La substance cellulaire a un poids spécifique plus grand que celui de l'eau d'égout et ce fait une décantation est possible. parmi ces procédés, on distingue :

- -les lits bactériens ;
- -les disques biologiques ;
- -les boues activées . [1] ; [7]

III.2.3.1.2.1 Les lits bactériens :

Le lit bactérien est un réacteur biologique aérobie constitué d'un bassin cylindrique, quelque fois rectangulaire, souvent hors sol, mais pouvant être partiellement enterré, rempli de matériaux à surface spécifique élevée sur lesquels se forme un biofilm.

Les eaux usées sont dispersées uniformément sur le sommet et ruissellent à travers les matériaux sur lesquels se développeront des biofilm de bactérien. D'algues, de vers et de moisissure, les vers et larves contribuent à empêcher le colmatage du garnissage par le biofilm.

L'eau usées ruissellent au travers du matériau de garnissage et forme un film liquide traversé par l'oxygène de l'air et par le gaz carbonique provenant de la biomasse, les matières à dégrader sont transférées de la phase liquide à la biomasse fixée qui se subdivise de l'extérieur vers l'intérieur en :

- couche aérobie en croissance ;
- couche aérobie ne recevant pas de substrat, mais en respiration endogène ;
- couche de fermentation anaérobie.

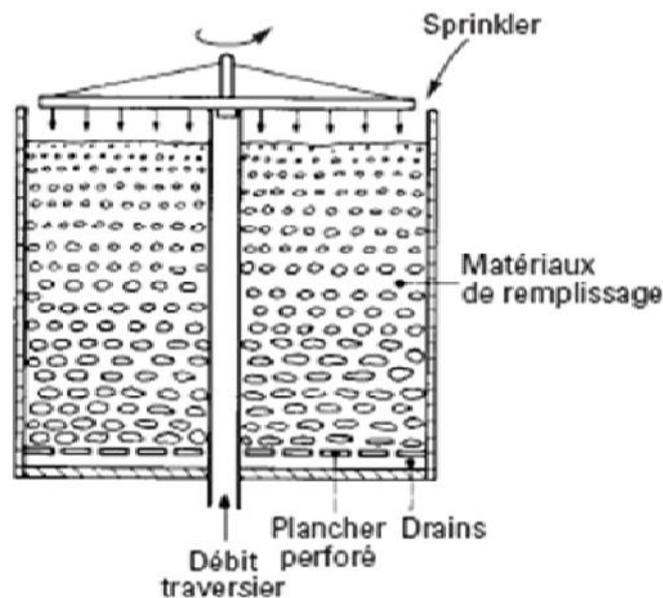


Figure III.7 : Le lit bactérien

➤ **Avantage :**

Un bon rendement est atteint avec un choix convenable du matériau et des dimensions des pores (augmentation de la surface spécifique). Les lits bactériens sont aussi performants dans le cas d'effluents urbains ou dans le cas de certaines industries spécifiques (parfumeries, agro-alimentaires), l'exploitation d'une station à lits bactériens reste très simple et il n'y a pas de gestion de stock de boues.

➤ **Inconvénient :**

Les traitements préalables doivent être performants, faute de quoi, un encrassage progressif apparaît qui contraint à vider, laver et remettre en place le matériau du lit.

On enregistre de plus de fréquentes odeurs liées au changement de saisons.

III.2.3.1.2.2 Les disques biologiques :

Le procédé de traitement par des disques biologiques. Ou biodisques, est un procédé de traitement biologique à cultures fixées. Le réacteur biologique est constitué de plusieurs disques mince en plastiques(ou métallique) montés sur un axe horizontal.

Les micro-organismes responsables de la dégradation sont fixés naturellement sur les disques et forment un biofilm d'une épaisseur d'environ 1à4mm, environ 40°/° de la surface des disques est immergée. Le mouvement rotatif des disques autour de l'axe expose alternativement la biomasse à l'atmosphère et aux eaux usées permettant ainsi de nourrir et d'oxygéner le biofilm et d'aérer et de mélanger les eaux usées. Les forces de cisaillement créées par le mouvement de rotation limitent l'épaisseur du biofilm et entraînent un détachement de la biomasse exedentaire, qui est ensuite séparée de l'effluent au moyen d'un clarificateur, comme les biodisques sont assez sensible aux matières en suspension, ils doivent être procédés d'un traitement primaire. [4] ; [7]

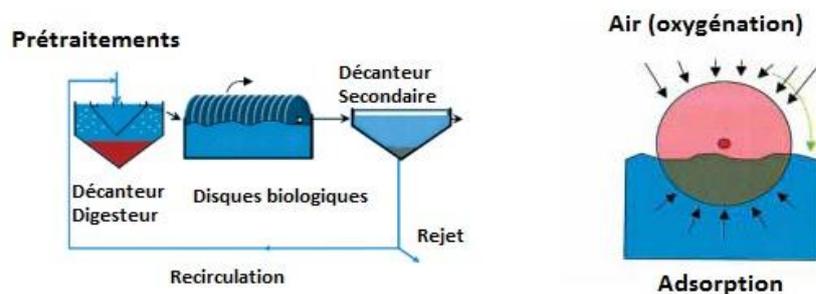


Figure.III.8: Schéma du procédé de traitement par disques biologiques

➤ **Inconvénients :**

Les disques biologiques ne s'adaptent pas au traitement à forte charge. Ils sont très sensibles à la qualité des eaux à traiter, aux pointes excessives des concentrations et de débits. Ils ne s'adaptent qu'au traitement des effluents de petites agglomérations.

➤ **Avantage :**

Ce procédé économique est d'une extrême simplicité d'exploitation.

III.2.3.1.2.3 les boues activées :

Ce procédé est le traitement biologique le plus utilisé pour des stations de taille moyenne à importante. Les boues activées étant la suspension boueuse contenant la flore bactérienne épuratrice. Dans ces procédés, les bactéries se trouvent en suspension dans l'eau du bassin par un brassage continu. Elles sont donc en contact permanent avec les matières organiques dont elles se

nourissent, et avec l'oxygène nécessaire à leur assimilation. Afin de conserver un stock constant et suffisant de bactéries pour assurer le niveau d'épuration recherché, une grande partie des boues extraites du décanteur est réintroduite dans le bassin d'aération : on parle alors de recirculation des boues. La fraction restante est évacuée du circuit et dirigée vers les unités de traitement des boues, elle constitue les « boues en excès ». [2]

➤ **Inconvénients :**

Les installations à boues activées sont très coûteuses vu l'équipement qu'elles comportent (ouvrages en béton, ouvrages métalliques, appareillages électromécaniques...). L'exploitation de ce type de station exige un personnel qualifié et une vigilance permanente, le bon rendement repose sur le bon fonctionnement des aérateurs

➤ **Avantages :**

Le procédé à boues activées permet de réduire le temps de séjour de la pollution ainsi que les surfaces du terrain utilisé. Il offre l'avantage d'une recirculation de la culture bactérienne ce qui conduit à un enrichissement du bassin par les micro-organismes épurateurs.

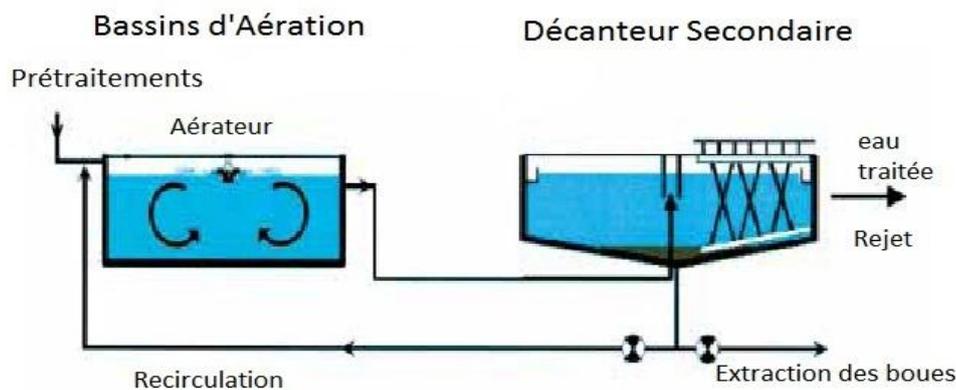


Figure.III.9: Schéma simplifié du procédé du traitement par boues activées.

III.2.4 Traitements tertiaires ou complémentaires :

A sensibilité de certains milieux récepteurs, les besoins de potentialisation d'une eau, peuvent exiger des traitements épuratoires encore plus poussés.

Il s'agit notamment d'éliminer la pollution azotée et phosphorée responsable de nuisances particulières (eutrophisation, désoxygénation de l'eau,..). [7]

III.2.4.1 Déphosphatation:

L'élimination des phosphates a grand intérêt lorsque le rejet s'effectue dans un lac ou un cours d'eau très lent. Le phénomène d'eutrophisation peut être en effet stimulé par le déversement avec l'eau résiduaire épurée de grandes quantités de phosphates assimilables.

Deux techniques d'emploi sont préconisées pour la déphosphatation:

1. La précipitation simultanée par introduction d'un sel de fer ou d'alumine dans les boues activées.

2. La précipitation séparée qui constitue un troisième stade d'épuration, avec floculation et décantation ou flottation. Dans ce cas, on assure en outre une amélioration complémentaire des qualités de l'eau épurée car l'on agit également sur les matières en suspension.

III.2.4.2.Élimination de l'AZOTE:

L'élimination des composés azotés dans une station d'épuration par boues activées en aération prolongée implique que les phases de nitrification et dénitrification soient conduites dans de bonnes conditions comme suit :

- Soit réunies simultanément dans le bassin d'aération proprement dit (moyennant des réglages appropriés),
- Soit séparées. Dans ce cas, la phase de nitrification est réalisée dans le bassin d'aération. Quant à la phase de dénitrification, elle peut être accélérée et intensifiée dans une zone anoxique.

III.2.4.3. Désinfection:

Après le traitement biologique, il est nécessaire de désinfecter les eaux résiduaires avant rejet pour éliminer des microbes encore présents dans des rejets (comme ceux des hôpitaux et autres).

La désinfection est recommandée quand on veut réutiliser les eaux résiduaires pour l'irrigation des terres agricoles ceux qui est valable pour notre cas.

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 (0, 1 mg / l) et un temps de contact minimal 20 min.

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

III.3.Conclusion :

Ces différents procédés permettent d'obtenir une eau débarrassée d'une grande partie de ces polluants et des boues constituant un sous produit de l'épuration, l'eau épurée peut enfin être rejetée dans le milieu naturel sans risque majeur.

CHAPITRE IV

PROCEDES D'EPURATION PAR BOUES ACTIVEES

IV.1. Introduction :

Les boues activées sont une unité de réacteur multi chambres qui utilise (la plupart du temps) les microorganismes aérobies pour dégrader les matières organiques des eaux usées et pour produire un effluent de haute qualité. Pour maintenir des conditions aérobies et la biomasse active suspendue, un approvisionnement permanent et bien chronométré en oxygène est exigé.

IV.2. Historique sur le traitement par boues activées :

En 1910 : Sur la base d'essais de dilution d'eaux d'égouts avec de l'eau de mer en 1893 à New York (épidémie de choléra en 1892), Fowler, Directeur des eaux de Manchester avance l'hypothèse que l'épuration est l'œuvre de bactéries et que l'oxygénation est due aux algues. L'expérience suivante est réalisée :

- Saturation eau d'égout à l'air (oxygénation)
- Décantation des suspensions
- Extraction du surnageant
- mélange de la "boue" avec de l'eau d'égout
- restauration à l'air etc...
- l'eau extraite est purifiée"[8]

En 1914 : les chimistes Adern et Locket de Manchester déposent le 1^{er} brevet sur "les boues activées". En 1920, Jones et Atwood, industriels anglais commanditaires d'Adern et Locket mettent au point les premières turbines de surface et définissent le procédé nommé "simplex", qui opère en "continu" et non plus en mode séquentiel. Ce système met en œuvre une aération par turbine de surface et une décantation dans des zones tranquillisées par déflecteur (ancêtre des bassins-combinés et du SBR).

Plus tard, apparaissent le procédé Sheffield par génération de houle (en service au Mont-Mesly jusqu'en 1970) et le procédé Kessener qui mettait en œuvre des brosses transversales sur un carrousel. Nous le verrons dans la partie technique de l'exposé, mais le procédé dit à boues activées exige un apport d'oxygène important associé à un brassage énergétique (de l'ordre de 30-40 W/m³ de bassin). C'est pourquoi, de nombreux dispositifs et procédés ont été imaginés, tant du point de vue de l'efficacité, de la fiabilité, de la souplesse d'utilisation, etc...

Dés 1920, des technologies par insufflation d'air ont été développées (plaques poreuses analogues aux plaques ciment poreux pour AEP : Adduction en Eau Potable), puis des tubes poreux en céramique suivis par des plaques idem. Il y eut même une aération par cascade en forme de cône avec des marches circulaires ! Aux Etats Unis, les stations se développent (San Marco, Texas : 450 m³/j en 1916; Milwaukee I : 7 500 m³/j en 1916; Houston, 21 000 m³/j en 1918; Milwaukee II : 170 000 m³/j; Indianapolis en 1925 : 190 000 m³/j et enfin, Chicago en 1927 : 660 000 m³/j !!!).

Ces premiers procédés étaient en général issus de recherches appliquées et ce n'est qu'après la guerre et le développement de la biologie que de gros progrès dans la compréhension des boues activées virent le jour. On assiste au développement de 2 écoles, l'américaine, avec des temps de séjour de 3 à 6 h (forte densité de population) et la britannique, avec des temps de séjour de l'ordre de 24 h (aération prolongée).

En 1950 : Chudoba conçoit des bassins combinés, à alimentation en tête, à réactivation ou étagée. De son côté, Pasveer met au point l'aération prolongée (oxydation totale) et précise les connaissances sur la nitrification, on réalise alors 2 bassins (1 forte charge suivi de 1 faible charge), c'est la phase endogène.

Un peu plus tard, en Afrique du sud, et compte tenu des problèmes d'eau, de nombreuses recherches furent menées très tôt. Furent découverts la dénitrification en zone anoxie et en zone endogène, et, plus récemment, la déphosphatation biologique en zone anaérobie. Mais, procédé efficace et "relativement" simple, les boues activées ont des inconvénients (filamenteuses, clarification...).

IV.3. le principe de la boue activée :

Il consiste à revaloriser les eaux usées en y introduisant un concentré de bactéries diverses. On ajoute à ce mélange un brassage mécanique qui permet l'oxygénation du tout, nécessaire au bon fonctionnement des bactéries et à la dégradation des matières. Ces dernières « mangent » les substances et les transforment en boue.

IV.4. 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 épuré 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. [9]

IV.5. Bases théorique du traitement par boues activées :

En présence de nourriture abondante (N, P, oligo-éléments), les micro-organismes vont se développer rapidement et auront tendance à former des masses floconneuses plus ou moins compactes. Le floc bactérien, ainsi défini permettra l'oxydation des matières biodégradables. En fait le phénomène est plus complexe puisqu'une partie des matières organiques est assimilée et transformée en matière cellulaire, une autre portion est dégradée par oxydation dont l'énergie récupérer sert à la synthèse cellulaire. [7]

IV.5.1. Evolution de la matière organique de la masse bactérien en fonction du temps d'aération :

La culture bactérienne comprend un certain nombre de phases possédant chacune une vitesse différente.

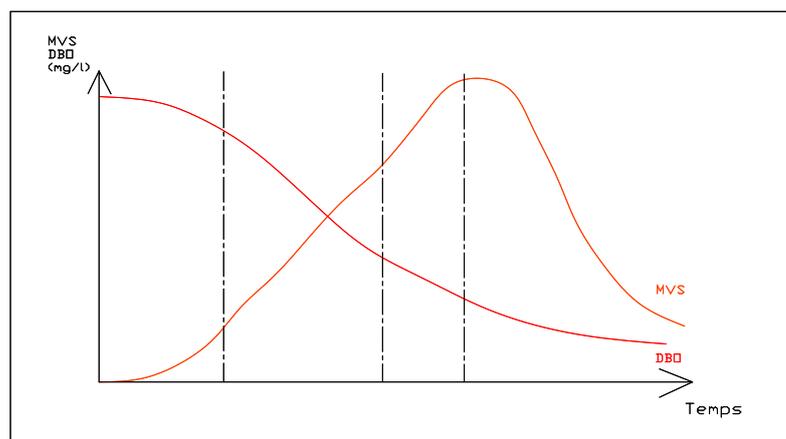


Figure VI.1 : Schéma simplifié de développement d'une culture bactérienne

Phase 1 : de latence

au cours de laquelle il peut y avoir acclimatation des micro-organismes au milieu nutritif, par modification du système enzymatique de culture.

Phase2 : de croissance exponentielle

Le milieu riche en nourriture permet un développement rapide des bactéries. La DBO diminue rapidement, la consommation d'oxygène est élevée par suite de l'activité intense de synthèse cellulaire et de métabolisme de la flore bactérienne. La masse des matières volatiles en suspension (M.V.S) augmente c'est la phase de synthèse cellulaire et de métabolisme de la flore bactérienne.

Phase3 : de croissance ralentie

Les causes qui provoquent le ralentissement ou l'arrêt de la croissance sont dues à la diminution de la concentration en aliments, à une accumulation de déchets toxiques, ou à une modification physique du milieu.

Phase4 : endogène

Dans laquelle le milieu est pauvre en matières organiques et se traduit par la mort de nombreux micro-organismes. C'est la phase endogène.

L'oxygène apporté est alors utilisé par les bactéries pour leur propre transformation en produits finaux.

IV.5.2. Paramètres de traitement :

A-Paramètres de charges :

On définit les caractéristiques d'un réacteur par deux facteurs :

-la charge volumique ;

-la charge massique.

➤ **charge volumique :**

La charge volumique représente la quantité de pollution introduite par jour, rapportée au mètre cube du bassin d'aération. Cette donnée permet d'évacuer le volume du bassin d'aération et n'a toutefois aucune signification biologique.

Dans la charge volumique c'est le rapport de la pollution apporté par unité de volume de bassin :

$$C_v = \text{DBO}_5 \text{ (entré)} / \text{volume du bassin en kg/m}^3 \cdot \text{j} \dots \text{IV.1}$$

➤ **charge massique :**

La charge massique biologique représente approximativement le rapport entre la masse journalière en DBO₅ à traiter et la masse des bactéries épuratrices présente dans le bassin d'aération.

C'est une caractéristique très importante du fait qu'elle :

- agit sur la décantabilité des boues.
- Intervient dans la minéralisation des boues et le rendement d'épuration.

Dans la charge massique c'est le rapport de la pollution entrante par unité de masse de population bactérienne chargée de son élimination.

$$C_m = \text{DBO}_5 \text{ (entré)} / \text{MVS dans l'aérateur en kgDBO}_5 / \text{kg MVS} \cdot \text{j} \dots \text{IV.2}$$

Tableau. IV.1 : classement de modes de traitement en fonction de la charge massique et volumique. [12]

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

B-Age des boues :

L'âge des boues représente le temps de séjour des boues dans le bassin d'aération :celui-ci est plus important que le temps de séjour de l'eau à traiter du fait de la recirculation des boues décantées. Il correspond au rapport de la quantité de boues présentes, en kg. Dans le bassin d'aération sur la quantité de boues en excès à évacuer par jour, en kg. [3]

$$= X_t / X \dots \text{IV.3}$$

Avec :

X_t : MVS dans l'aérateur.

X : la masse de boues extraire quotidiennement.

C-Indice de Mohlmaan :

Cet indice appelé indice des boues traduit l'état d'hydratation des boues. Il permet de mettre en évidence, l'aptitude des boues à la décantation.

Remarque :

Les boues sont bien décantables pour $80 < I_m < 150$

- Si $I_m=80$ décantation est très bonne mais les boues sont difficilement pompables.
- si $I_m=150$ la décantation est très lente.

$$I_M = V/M \dots \dots \dots IV.4$$

Avec :

V : volume de boue décantée en une demi-heure.

M : poids des matières en suspension.

D-Indice de Donaldson :

C'est l'inverse de l'indice de Mohlmaan.

Dance :

$$I_D * I_M = 100 \dots \dots \dots IV.5$$

IV.5.3 Procèdes de traitement :

A-Procédé à faible charge :

Le procédé par aération prolongée est consacré au traitement des effluents à caractère domestique dominant des agglomérations assez importantes.

Ce procédé se caractérise par :

- L'admission des eaux sans décantation primaire.
- Les boues obtenues sont stables, non fermentescibles et pouvant être reçues sans nuisances sur lits de séchage ou la déshydratation mécanique.
- Des volumes d'aération et de décantation importants en raison des temps de séjour importants.
- Un taux d'épuration généralement supérieur à 90 %.

B- Moyenne et forte charge :

Le procédé à moyenne et forte charge est consacré au traitement des effluents des collectivités de grandes importances. Les caractéristiques du procédé sont les suivantes:

- Le bassin d'aération est précédé d'un décanteur primaire;
- Réduction sensible des volumes de l'aération et de la décantation secondaire.
- Production de grandes quantités des boues fermentescibles d'où nécessité d'utiliser un digesteur anaérobie des boues, ou un bassin de stabilisation aérobie des boues.
- Les taux d'épuration proche de celui de l'aération prolongée: 85 % dans le cas de la moyenne charge et 80 % dans le cas de la forte charge. [12]

Tableau. IV.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 <ul style="list-style-type: none"> - Pour toute taille de collectivité. 	<ul style="list-style-type: none"> - Nécessité de personnel qualifié et d'une surveillance régulière ; - Décantabilité des boues pas toujours aisée à maîtriser.
Faible charge	<ul style="list-style-type: none"> - Assure une bonne élimination de DBO₅ - Résiste mieux aux fluctuations de charge polluante ; - L'exploitation de telles stations est très simplifiée ; - Prend un petit espace dans le terrain. 	<ul style="list-style-type: none"> - Le temps de séjour dans le bassin ; <ul style="list-style-type: none"> - Investissement coûteux ; - Le bassin d'aération, plus largement dimensionné ; - Les boues sont plus concentrées d'où la décantation dans le clarificateur est lente, il faut prévoir une surface très importante.

IV.6. les boues et leur traitement :

Les boues d'épuration (urbaines ou industrielles) sont les principaux déchets produits par une station d'épuration à partir des effluents liquides.

Ces sédiments résiduels sont surtout constitués de bactéries mortes et de matière organique minéralisée.

Une installation moyenne produit environ un excès de 40g de matière sèche par jour et par habitant.

Ce traitement pour but de :

- réduire leur volume ;
- réduire leur pouvoir de fermentation lié à leur teneur en matière organique ;
- éventuellement l'hygiénisme. [9]

IV.6.1. Différents types de boues :

Le traitement des eaux en station d'épuration produit une eau épurée. Rejetée dans le milieu naturel et un concentrat désigné sous le terme de boue ou boues résiduelles.

➤ les boues physico-chimiques :

Sont produites dans les stations physico-chimiques où les flocculants minéraux ajoutés participent pour une part importante à la quantité de boues produites.

➤ les boues dites primaires :

Résultent de la simple décantation des matières en suspension (MES) continues dans les eaux usées brutes. 70% de MES peuvent ainsi être retenues. Elles ne sont pas stabilisées.

➤ **les boues secondaires :**

Sont formées à partir de la charge polluante dissoute utilisée par les cultures bactérienne libres ou fixées en présence d'oxygéné. Ces boues de traitement biologique sont essentiellement formées par les résidus de bactéries cultivées dans les ouvrages d'épuration.

➤ **les boues de lagunage :**

Les boues s'accumulent peu à peu au fond des bassins sont curées annuellement, ou tous les deux ans, dans la première zone d'accumulation des dépôts, et une fois tous les cinq ou dix ans pour les autres bassins.

Tableau. IV.3: Classifications des boues. [13]

	Classe A	Classe B	Classe C	Classe D
Définition	boues primaires, physico-chimiques & forte charge	biologiques	Mixtes A+ B	Stabilisées en biologie digestion, stabilisation
Paramètres				
Aptitude à la concentration	excellent	moyen	bon à faible	moyen à faible
Aptitude à la stabilisation	excellent	bon à faible	moyen à bon	-
Aptitude à ne pas fermenter	moyen à faible	bon	faible	bon
Traitabilité	très bon	moyen à faible	bon	bon

IV.6.2. Traitement des boues :

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

Toutes les boues nécessitent une forme de traitement ou une autre avant d'être rejetées dans le milieu naturel: stabilisation, épaissement, déshydratation. [9]

A-Stabilisation :

➤ **Stabilisation biologique :**

La stabilisation a pour but de détruire les matières organiques fermentescibles ou ralentir leur évolution biologique (éviter le dégagement de mauvaises odeurs lors du stockage). On distingue la stabilisation aérobie et la stabilisation anaérobie.

➤ **Stabilisation physique :**

Les boues sont difficilement manipulables. Ce traitement vise à les rendre pilotables.

➤ **Digestion biologique :**

Cette technique permet la réduction du volume par minéralisation de la matière organique. La digestion biologique a lieu en milieu aérobie ou anaérobie.

➤ **Digestion Aérobie :**

La digestion aérobie consiste en une auto-oxydation de la biomasse en la conduisant à une diminution de la masse de boue et à une stabilisation de la boue par réduction de la fraction biodégradable de celle-ci.

La digestion aérobie concerne donc uniquement la matière active de la boue mais pouvant être suivie par la perte en poids des matières totales en suspension ou des matières volatiles en suspension

➤ **Digestion Anaérobie :**

La fermentation méthanique a un pouvoir de destruction cellulaire parmi les plus puissants du monde biologique et permet l'élimination d'une quantité importante de matières organiques. La digestion anaérobie comprend deux phases:

- La phase liquéfaction conduit essentiellement à la production d'acides volatils.
- La phase de gazéification, les bactéries méthaniques strictement anaérobies produisent du gaz méthane à partir des acides volatils ou d'alcools formés dans la première phase.

B-Epaississement :

L'épaississement se fait par décantation prolongée dans une cuve, pour accélérer cette opération, il y a lieu d'ajouter de la chaux ou de flocculant.

C-Déshydratation :

Plusieurs procédés existent

➤ **Filtration**

L'essorage des boues par filtration est le mode de déshydratation jusqu'ici le plus utilisé dans le traitement des boues provenant de l'épuration de l'eau. Cette filtration peut consister en un simple drainage sur lits de sable, ou en une filtration sous vide ou sous pression, faisant appel à des matériaux plus élaborés.

➤ **Filtres à bandes presseuses:**

Egouttage préliminaire sur une bande continue, ne permettant pas d'obtenir des siccités élevées (20 à 30 %).

➤ **Filtre-presse:**

La boue est injectée sous pression à l'intérieur d'une série de plaques évidées et séparées les une des autres par une toile filtrante soutenue sur un réseau de collecte d'eau.

Ces plaques sont appuyées par un vérin hydraulique permettant le débatissage du filtre, et donc l'élimination du gâteau.

Ce système n'est pas continu, mais permet d'obtenir des siccités élevées (40 à 50%).

➤ **Presses à vis Type TASSER :**

Constitués d'un vis de section conique ou à pas décroissant, tournant lentement dans une station revêtu d'un média filtrant. La boue est mise sous pression, éliminant ainsi l'eau interstitielle.

Le système en contenu, permet d'obtenir des siccités élevées, mais usure aux points de frottement.

➤ Centrifugation :

La boue floculée est introduite dans un bol cylindro-conique à axe horizontal entraîné à très grande vitesse de rotation (variable suivant le diamètre du bol) qui provoque, sous l'effet de la force centrifuge, la séparation des phases liquides et solides.

Les matières déposées sur la paroi interne du bol sont entraînées en continu par une vis racleuse hélicoïdale (tournant à une vitesse légèrement différente du bol) pour être évacuées à une extrémité du rotor, tandis que le centrifugat déborde par un déversoir à l'extrémité opposée.

Ce traitement des boues présente les inconvénients suivants:

- Siccité moyenne;
- Consommation importante d'énergie;
- Usure rapide.

➤ Incinération:

L'incinération conduit non seulement à l'élimination totale de l'eau interstitielle mais également à la combustion des matières organiques des boues.

Le séchage thermique ou l'incinération ne sont généralement appliqués qu'à des boues ayant déjà subi une déshydratation mécanique (filtration ou centrifugation), car l'élimination de l'eau est beaucoup moins chère par des procédés mécaniques que par évaporation.

Les principaux types de fours:

- Four à soles étagées.
- Fours sécheurs rotatifs.
- Fours à lit fluidisé.
- Fours à pulvérisation (ou Flash).

➤ Le séchage naturel :

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

- Une première couche support de graviers ou 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 et même 60 % en cas d'ensoleillement optimal.

Dans notre cas la déshydratation par déshydratation à bande presseuse est le procédé qui convient le mieux.

IV.6.3. voie d'élimination des boues :**a- Mise en décharge:**

- Les boues doivent être stabilisées ; (siccité minimum: 30 % et / ou conditionnées à la chaux par exemple).

- Solution de plus en plus coûteuse (manque de place, aménagement de plus en plus strict des décharges) et mal adaptée. [9]

b- Valorisation agricole:

Les étapes de cette démarche sont :

Analyses et caractéristiques des boues à traiter, valeur agronomique, présence de toxiques et concentration (métaux lourds).

- Etudes de périmètres d'épandage, avec la prise en compte des zones sensibles telles que les zones de captage.
- Contact avec les agriculteurs.
- Etude pédologique des zones retenues.
- Suivi économique et suivi de la filière

IV.6.4. 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. [9]

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.

IV.7.Conclusion :

Le procédé à boue activée est une technique biologique d'épuration des eaux. Il représente une alternative efficace et relativement écologique (sans utilisation de produits chimiques) aux techniques d'épuration les plus couramment utilisées.

CHAPITRE IV

PROCEDES D'EPURATION PAR BOUES ACTIVEES

IV.1. Introduction :

Les boues activées sont une unité de réacteur multi chambres qui utilise (la plupart du temps) les microorganismes aérobies pour dégrader les matières organiques des eaux usées et pour produire un effluent de haute qualité. Pour maintenir des conditions aérobies et la biomasse active suspendue, un approvisionnement permanent et bien chronométré en oxygène est exigé.

IV.2. Historique sur le traitement par boues activées :

En 1910 : Sur la base d'essais de dilution d'eaux d'égouts avec de l'eau de mer en 1893 à New York (épidémie de choléra en 1892), Fowler, Directeur des eaux de Manchester avance l'hypothèse que l'épuration est l'œuvre de bactéries et que l'oxygénation est due aux algues. L'expérience suivante est réalisée :

- Saturation eau d'égout à l'air (oxygénation)
- Décantation des suspensions
- Extraction du surnageant
- mélange de la "boue" avec de l'eau d'égout
- restauration à l'air etc...
- l'eau extraite est purifiée"[8]

En 1914 : les chimistes Adern et Locket de Manchester déposent le 1^{er} brevet sur "les boues activées". En 1920, Jones et Atwood, industriels anglais commanditaires d'Adern et Locket mettent au point les premières turbines de surface et définissent le procédé nommé "simplex", qui opère en "continu" et non plus en mode séquentiel. Ce système met en œuvre une aération par turbine de surface et une décantation dans des zones tranquillisées par déflecteur (ancêtre des bassins-combinés et du SBR).

Plus tard, apparaissent le procédé Sheffield par génération de houle (en service au Mont-Mesly jusqu'en 1970) et le procédé Kessener qui mettait en œuvre des brosses transversales sur un carrousel. Nous le verrons dans la partie technique de l'exposé, mais le procédé dit à boues activées exige un apport d'oxygène important associé à un brassage énergétique (de l'ordre de 30-40 W/m³ de bassin). C'est pourquoi, de nombreux dispositifs et procédés ont été imaginés, tant du point de vue de l'efficacité, de la fiabilité, de la souplesse d'utilisation, etc...

Dés 1920, des technologies par insufflation d'air ont été développées (plaques poreuses analogues aux plaques ciment poreux pour AEP : Adduction en Eau Potable), puis des tubes poreux en céramique suivis par des plaques idem. Il y eut même une aération par cascade en forme de cône avec des marches circulaires ! Aux Etats Unis, les stations se développent (San Marco, Texas : 450 m³/j en 1916; Milwaukee I : 7 500 m³/j en 1916; Houston, 21 000 m³/j en 1918; Milwaukee II : 170 000 m³/j; Indianapolis en 1925 : 190 000 m³/j et enfin, Chicago en 1927 : 660 000 m³/j !!!).

Ces premiers procédés étaient en général issus de recherches appliquées et ce n'est qu'après la guerre et le développement de la biologie que de gros progrès dans la compréhension des boues activées virent le jour. On assiste au développement de 2 écoles, l'américaine, avec des temps de séjour de 3 à 6 h (forte densité de population) et la britannique, avec des temps de séjour de l'ordre de 24 h (aération prolongée).

En 1950 : Chudoba conçoit des bassins combinés, à alimentation en tête, à réactivation ou étagée. De son côté, Pasveer met au point l'aération prolongée (oxydation totale) et précise les connaissances sur la nitrification, on réalise alors 2 bassins (1 forte charge suivi de 1 faible charge), c'est la phase endogène.

Un peu plus tard, en Afrique du sud, et compte tenu des problèmes d'eau, de nombreuses recherches furent menées très tôt. Furent découverts la dénitrification en zone anoxie et en zone endogène, et, plus récemment, la déphosphatation biologique en zone anaérobie. Mais, procédé efficace et "relativement" simple, les boues activées ont des inconvénients (filamenteuses, clarification...).

IV.3. le principe de la boue activée :

Il consiste à revaloriser les eaux usées en y introduisant un concentré de bactéries diverses. On ajoute à ce mélange un brassage mécanique qui permet l'oxygénation du tout, nécessaire au bon fonctionnement des bactéries et à la dégradation des matières. Ces dernières « mangent » les substances et les transforment en boue.

IV.4. 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 épuré 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. [9]

IV.5. Bases théorique du traitement par boues activées :

En présence de nourriture abondante (N, P, oligo-éléments), les micro-organismes vont se développer rapidement et auront tendance à former des masses floconneuses plus ou moins compactes. Le floc bactérien, ainsi défini permettra l'oxydation des matières biodégradables. En fait le phénomène est plus complexe puisqu'une partie des matières organiques est assimilée et transformée en matière cellulaire, une autre portion est dégradée par oxydation dont l'énergie récupérer sert à la synthèse cellulaire. [7]

IV.5.1. Evolution de la matière organique de la masse bactérien en fonction du temps d'aération :

La culture bactérienne comprend un certain nombre de phases possédant chacune une vitesse différente.

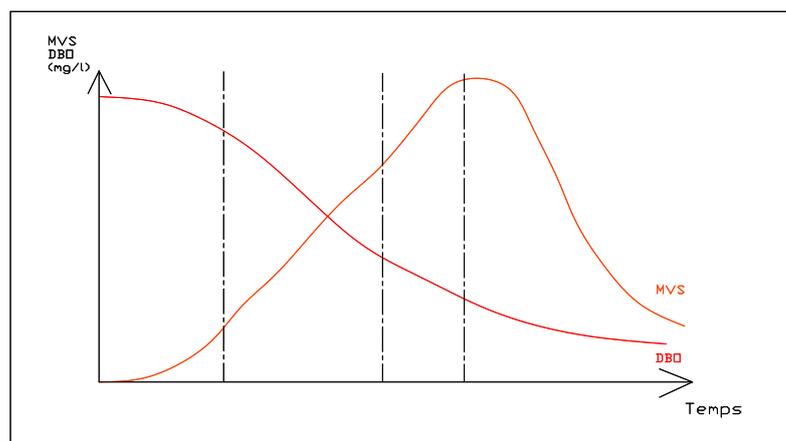


Figure VI.1 : Schéma simplifié de développement d'une culture bactérienne

Phase 1 : de latence

au cours de laquelle il peut y avoir acclimatation des micro-organismes au milieu nutritif, par modification du système enzymatique de culture.

Phase2 : de croissance exponentielle

Le milieu riche en nourriture permet un développement rapide des bactéries. La DBO diminue rapidement, la consommation d'oxygène est élevée par suite de l'activité intense de synthèse cellulaire et de métabolisme de la flore bactérienne. La masse des matières volatiles en suspension (M.V.S) augmente c'est la phase de synthèse cellulaire et de métabolisme de la flore bactérienne.

Phase3 : de croissance ralentie

Les causes qui provoquent le ralentissement ou l'arrêt de la croissance sont dues à la diminution de la concentration en aliments, à une accumulation de déchets toxiques, ou à une modification physique du milieu.

Phase4 : endogène

Dans laquelle le milieu est pauvre en matières organiques et se traduit par la mort de nombreux micro-organismes. C'est la phase endogène.

L'oxygène apporté est alors utilisé par les bactéries pour leur propre transformation en produits finaux.

IV.5.2. Paramètres de traitement :

A-Paramètres de charges :

On définit les caractéristiques d'un réacteur par deux facteurs :

-la charge volumique ;

-la charge massique.

➤ **charge volumique :**

La charge volumique représente la quantité de pollution introduite par jour, rapportée au mètre cube du bassin d'aération. Cette donnée permet d'évacuer le volume du bassin d'aération et n'a toutefois aucune signification biologique.

Dans la charge volumique c'est le rapport de la pollution apporté par unité de volume de bassin :

$$C_v = \text{DBO}_5 \text{ (entré)} / \text{volume du bassin en kg/m}^3 \cdot \text{j} \dots \text{IV.1}$$

➤ **charge massique :**

La charge massique biologique représente approximativement le rapport entre la masse journalière en DBO₅ à traiter et la masse des bactéries épuratrices présente dans le bassin d'aération.

C'est une caractéristique très importante du fait qu'elle :

- agit sur la décantabilité des boues.
- Intervient dans la minéralisation des boues et le rendement d'épuration.

Dans la charge massique c'est le rapport de la pollution entrante par unité de masse de population bactérienne chargée de son élimination.

$$C_m = \text{DBO}_5 \text{ (entré)} / \text{MVS dans l'aérateur en kgDBO}_5 / \text{kg MVS} \cdot \text{j} \dots \text{IV.2}$$

Tableau. IV.1 : classement de modes de traitement en fonction de la charge massique et volumique. [12]

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

B-Age des boues :

L'âge des boues représente le temps de séjour des boues dans le bassin d'aération :celui-ci est plus important que le temps de séjour de l'eau à traiter du fait de la recirculation des boues décantées.

Il correspond au rapport de la quantité de boues présentes, en kg. Dans le bassin d'aération sur la quantité de boues en excès à évacuer par jour, en kg. [3]

$$= X_t / X \dots \text{IV.3}$$

Avec :

X_t : MVS dans l'aérateur.

X : la masse de boues extraire quotidiennement.

C-Indice de Mohlmaan :

Cet indice appelé indice des boues traduit l'état d'hydratation des boues. Il permet de mettre en évidence, l'aptitude des boues à la décantation.

Remarque :

Les boues sont bien décantables pour $80 < I_m < 150$

- Si $I_m=80$ décantation est très bonne mais les boues sont difficilement pompables.
- si $I_m=150$ la décantation est très lente.

$$I_M = V/M \dots \dots \dots \text{IV.4}$$

Avec :

V : volume de boue décantée en une demi-heure.

M : poids des matières en suspension.

D-Indice de Donaldson :

C'est l'inverse de l'indice de Mohlmaan.

Dance :

$$I_D * I_M = 100 \dots \dots \dots \text{IV.5}$$

IV.5.3 Procèdes de traitement :

A-Procédé à faible charge :

Le procédé par aération prolongée est consacré au traitement des effluents à caractère domestique dominant des agglomérations assez importantes.

Ce procédé se caractérise par :

- L'admission des eaux sans décantation primaire.
- Les boues obtenues sont stables, non fermentescibles et pouvant être reçues sans nuisances sur lits de séchage ou la déshydratation mécanique.
- Des volumes d'aération et de décantation importants en raison des temps de séjour importants.
- Un taux d'épuration généralement supérieur à 90 %.

B- Moyenne et forte charge :

Le procédé à moyenne et forte charge est consacré au traitement des effluents des collectivités de grandes importances. Les caractéristiques du procédé sont les suivantes:

- Le bassin d'aération est précédé d'un décanteur primaire;
- Réduction sensible des volumes de l'aération et de la décantation secondaire.
- Production de grandes quantités des boues fermentescibles d'où nécessité d'utiliser un digesteur anaérobie des boues, ou un bassin de stabilisation aérobie des boues.
- Les taux d'épuration proche de celui de l'aération prolongée: 85 % dans le cas de la moyenne charge et 80 % dans le cas de la forte charge. [12]

Tableau. IV.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 <ul style="list-style-type: none"> - Pour toute taille de collectivité. 	<ul style="list-style-type: none"> - Nécessité de personnel qualifié et d'une surveillance régulière ; - Décantabilité des boues pas toujours aisée à maîtriser.
Faible charge	<ul style="list-style-type: none"> - Assure une bonne élimination de DBO₅ - Résiste mieux aux fluctuations de charge polluante ; - L'exploitation de telles stations est très simplifiée ; - Prend un petit espace dans le terrain. 	<ul style="list-style-type: none"> - Le temps de séjour dans le bassin ; <ul style="list-style-type: none"> - Investissement coûteux ; - Le bassin d'aération, plus largement dimensionné ; - Les boues sont plus concentrées d'où la décantation dans le clarificateur est lente, il faut prévoir une surface très importante.

IV.6. les boues et leur traitement :

Les boues d'épuration (urbaines ou industrielles) sont les principaux déchets produits par une station d'épuration à partir des effluents liquides.

Ces sédiments résiduels sont surtout constitués de bactéries mortes et de matière organique minéralisée.

Une installation moyenne produit environ un excès de 40g de matière sèche par jour et par habitant.

Ce traitement pour but de :

- réduire leur volume ;
- réduire leur pouvoir de fermentation lié à leur teneur en matière organique ;
- éventuellement l'hygiénisme. [9]

IV.6.1. Différents types de boues :

Le traitement des eaux en station d'épuration produit une eau épurée. Rejetée dans le milieu naturel et un concentrat désigné sous le terme de boue ou boues résiduelles.

➤ les boues physico-chimiques :

Sont produites dans les stations physico-chimiques où les flocculants minéraux ajoutés participent pour une part importante à la quantité de boues produites.

➤ les boues dites primaires :

Résultent de la simple décantation des matières en suspension (MES) continues dans les eaux usées brutes. 70% de MES peuvent ainsi être retenues. Elles ne sont pas stabilisées.

➤ **les boues secondaires :**

Sont formées à partir de la charge polluante dissoute utilisée par les cultures bactérienne libres ou fixées en présence d'oxygéné. Ces boues de traitement biologique sont essentiellement formées par les résidus de bactéries cultivées dans les ouvrages d'épuration.

➤ **les boues de lagunage :**

Les boues s'accumulent peu à peu au fond des bassins sont curées annuellement, ou tous les deux ans, dans la première zone d'accumulation des dépôts, et une fois tous les cinq ou dix ans pour les autres bassins.

Tableau. IV.3: Classifications des boues. [13]

	Classe A	Classe B	Classe C	Classe D
Définition	boues primaires, physico-chimiques & forte charge	biologiques	Mixtes A+ B	Stabilisées en biologie digestion, stabilisation
Paramètres				
Aptitude à la concentration	excellent	moyen	bon à faible	moyen à faible
Aptitude à la stabilisation	excellent	bon à faible	moyen à bon	-
Aptitude à ne pas fermenter	moyen à faible	bon	faible	bon
Traitabilité	très bon	moyen à faible	bon	bon

IV.6.2. Traitement des boues :

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

Toutes les boues nécessitent une forme de traitement ou une autre avant d'être rejetées dans le milieu naturel: stabilisation, épaissement, déshydratation. [9]

A-Stabilisation :

➤ **Stabilisation biologique :**

La stabilisation a pour but de détruire les matières organiques fermentescibles ou ralentir leur évolution biologique (éviter le dégagement de mauvaises odeurs lors du stockage). On distingue la stabilisation aérobie et la stabilisation anaérobie.

➤ **Stabilisation physique :**

Les boues sont difficilement manipulables. Ce traitement vise à les rendre pilotables.

➤ **Digestion biologique :**

Cette technique permet la réduction du volume par minéralisation de la matière organique. La digestion biologique a lieu en milieu aérobie ou anaérobie.

➤ **Digestion Aérobie :**

La digestion aérobie consiste en une auto-oxydation de la biomasse en la conduisant à une diminution de la masse de boue et à une stabilisation de la boue par réduction de la fraction biodégradable de celle-ci.

La digestion aérobie concerne donc uniquement la matière active de la boue mais pouvant être suivie par la perte en poids des matières totales en suspension ou des matières volatiles en suspension

➤ **Digestion Anaérobie :**

La fermentation méthanique a un pouvoir de destruction cellulaire parmi les plus puissants du monde biologique et permet l'élimination d'une quantité importante de matières organiques.

La digestion anaérobie comprend deux phases:

- La phase liquéfaction conduit essentiellement à la production d'acides volatils.
- La phase de gazéification, les bactéries méthaniques strictement anaérobies produisent du gaz méthane à partir des acides volatils ou d'alcools formés dans la première phase.

B-Epaississement :

L'épaississement se fait par décantation prolongée dans une cuve, pour accélérer cette opération, il y a lieu d'ajouter de la chaux ou de flocculant.

C-Déshydratation :

Plusieurs procédés existent

➤ **Filtration**

L'essorage des boues par filtration est le mode de déshydratation jusqu'ici le plus utilisé dans le traitement des boues provenant de l'épuration de l'eau. Cette filtration peut consister en un simple drainage sur lits de sable, ou en une filtration sous vide ou sous pression, faisant appel à des matériaux plus élaborés.

➤ **Filtres à bandes presseuses:**

Egouttage préliminaire sur une bande continue, ne permettant pas d'obtenir des siccités élevées (20 à 30 %).

➤ **Filtre-presse:**

La boue est injectée sous pression à l'intérieur d'une série de plaques évidées et séparées les une des autres par une toile filtrante soutenue sur un réseau de collecte d'eau.

Ces plaques sont appuyées par un vérin hydraulique permettant le débatissage du filtre, et donc l'élimination du gâteau.

Ce système n'est pas continu, mais permet d'obtenir des siccités élevées (40 à 50%).

➤ **Presses à vis Type TASSER :**

Constitués d'un vis de section conique ou à pas décroissant, tournant lentement dans une station revêtu d'un média filtrant. La boue est mise sous pression, éliminant ainsi l'eau interstitielle.

Le système en contenu, permet d'obtenir des siccités élevées, mais usure aux points de frottement.

➤ Centrifugation :

La boue floculée est introduite dans un bol cylindro-conique à axe horizontal entraîné à très grande vitesse de rotation (variable suivant le diamètre du bol) qui provoque, sous l'effet de la force centrifuge, la séparation des phases liquides et solides.

Les matières déposées sur la paroi interne du bol sont entraînées en continu par une vis racleuse hélicoïdale (tournant à une vitesse légèrement différente du bol) pour être évacuées à une extrémité du rotor, tandis que le centrifugat déborde par un déversoir à l'extrémité opposée.

Ce traitement des boues présente les inconvénients suivants:

- Siccité moyenne;
- Consommation importante d'énergie;
- Usure rapide.

➤ Incinération:

L'incinération conduit non seulement à l'élimination totale de l'eau interstitielle mais également à la combustion des matières organiques des boues.

Le séchage thermique ou l'incinération ne sont généralement appliqués qu'à des boues ayant déjà subi une déshydratation mécanique (filtration ou centrifugation), car l'élimination de l'eau est beaucoup moins chère par des procédés mécaniques que par évaporation.

Les principaux types de fours:

- Four à soles étagées.
- Fours sécheurs rotatifs.
- Fours à lit fluidisé.
- Fours à pulvérisation (ou Flash).

➤ Le séchage naturel :

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

- Une première couche support de graviers ou 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 et même 60 % en cas d'ensoleillement optimal.

Dans notre cas la déshydratation par déshydratation à bande presseuse est le procédé qui convient le mieux.

IV.6.3. voie d'élimination des boues :**a- Mise en décharge:**

- Les boues doivent être stabilisées ; (siccité minimum: 30 % et / ou conditionnées à la chaux par exemple).

- Solution de plus en plus coûteuse (manque de place, aménagement de plus en plus strict des décharges) et mal adaptée. [9]

b- Valorisation agricole:

Les étapes de cette démarche sont :

Analyses et caractéristiques des boues à traiter, valeur agronomique, présence de toxiques et concentration (métaux lourds).

- Etudes de périmètres d'épandage, avec la prise en compte des zones sensibles telles que les zones de captage.
- Contact avec les agriculteurs.
- Etude pédologique des zones retenues.
- Suivi économique et suivi de la filière

IV.6.4. 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. [9]

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.

IV.7.Conclusion :

Le procédé à boue activée est une technique biologique d'épuration des eaux. Il représente une alternative efficace et relativement écologique (sans utilisation de produits chimiques) aux techniques d'épuration les plus couramment utilisées.

CHAPITRE V

DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'EPURATION

V.1.Introduction :

Le dimensionnement d'une station d'épuration dépend de la charge à l'entrée, qui est fonction du débit, et des concentrations moyennes des paramètres de pollution (DBO₅, MES...).

V.2.Calcul des débits et des charges polluantes :

Pour bien dimensionner la station d'épuration, il faut bien estimer les débits d'eau usée et les charges polluantes.

V.2.1. calcul des débits :

Il s'agit donc de déterminer :

- 1- Le débit moyen journalier $Q_{moy,j}$ (m³/j).
- 2- Le débit moyen horaire $Q_{moy,h}$ (m³/h).
- 3- Le débit moyen diurne Q_{md} .
- 4- Le débit de pointe par temps sec $Q_{pte, sec}$.
- 5- Le débit de pointe par temps de pluie $Q_{pte,pluie}$

V.2.2. Calcul des débits pour l'horizon 2025 :

V.2.2.1. Le débit moyen journalier ($Q_{moy,j}$) :

Le débit moyen journalier est calculé par la formule suivante :

$$Q_{moy,j} = Q_{moy, pot} * C_{rej} \dots\dots\dots (V.1)$$

Avec:

- $Q_{moy,j}$: débit moyen journalier d'eaux usées en (m³/j) ;
- $Q_{moy, pot}$: débit moyen journalier d'eau potable en (m³/j) ;
- C_{rej} : coefficient de rejet d'eaux usées égal à 0.8

D'où : $Q_{moy,j} = 15289.58 * 0.8 = 12231.66 \text{ m}^3/\text{j}$ $Q_{moy,j} = 12231.66 \text{ m}^3/\text{j}$

V.2.2.2. Le débit moyen horaire ($Q_{moy,h}$) :

Le débit moyen horaire est calculé par la formule sui

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

Avec:

- $Q_{moy,h}$: Débit moyen horaire d'eaux usées en (m³/h)
- $Q_{moy,j}$: débit moyen journalier d'eaux usées en (m³/h)

D'où : $Q_{moy,h} = \frac{12231.66}{24} = 509.65 \text{ m}^3/\text{h}$ $Q_{moy,h} = 509.65 \text{ m}^3/\text{h}$

V.2.2.3. Le débit moyen diurne (Q_{md}) :

Le débit moyen diurne correspond à la période diurne de 16 heures consécutives au cours de laquelle la station reçoit le plus grand volume d'eau usée.

Il est calculé comme suit :

$$Q_{md} = \frac{Q_{moy,j}}{16h} \dots\dots\dots (V.3)$$

D'où : $Q_{md} = 12231.66/16 = 764.48 \text{ m}^3/h$ $Q_{md} = 764.48 \text{ m}^3/h$

V.2.2.4. Le débit de pointe à temps sec (Q_{pte, sec}) :

Ce débit est calculé par la formule suivante :

$$Q_{pte, sec} = K_p * Q_{moy,j} \dots\dots\dots (V.4)$$

K_p : Coefficient de pointe défini par :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy,j}}} \quad \text{si} \quad Q_{moy,j} < 2.8 \text{ l/s}$$

$$K_p = 3 \quad \text{si} \quad Q_{moy,j} \geq 2.8 \text{ l/s}$$

Notre débit moyen journalier est égal à **141.57 l/s** **2.8 l/s**

D'où $K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{141.57}} = 1.71$

Donc $Q_{pte, sec} = 1.71 * 12231.66 = 20917.53 \text{ m}^3/j$ $Q_{pte, sec} = 20917.53 \text{ m}^3/j$

V.2.2.5. Le débit de pointe à temps de pluie (Q_{pte, pluie}) :

Ce débit est calculé par la formule suivante :

$$Q_{pte, pluie} = k_p * Q_{moy,j} \dots\dots\dots (V.5)$$

Avec :

Q_{pte, pluie} : Le débit de pointe par temps de pluie en (m³/j)

Q_{moy,j} : Le débit moyenne journalière (m³/j)

k_p : coefficient de dilution. 3 k 5:[2]

Donc $Q_{pte, pluie} = 3 * 12231.66 = 36694.98 \text{ m}^3/j$ $Q_{pte, pluie} = 36694.98 \text{ m}^3/j$

V.2.2.6. Détermination du nombre équivalent habitants :

Le débit des rejets divisé par la dotation du rejet qui est de 160 l/hab/jour

Eq-H = charge de la S.T.E.P / rejet spécifique.

Rejet spécifique : 80% de la dotation moyenne journalière.

Donc:

$$\text{Rejet spécifique} = 200 \text{ l/hab/j} \times 0.80 = 160 \text{ l/hab/j}$$

$$\text{Eq-H} = 12231.66 / 0.160 = 101930.5 \quad 102000 \text{ Eq-H}$$

$$\text{Eq-H} = 76447.88 \text{ Eq-H}$$

V.2.3. calcul des charges polluantes :

➤ Calcul théorique :

Pour un réseau d'assainissement de type unitaire on a les valeurs suivantes :

$$\text{DBO}_5 = 70 \text{ g/hab/j} ;$$

$$\text{MES} = 80 \text{ g/hab/j}.$$

Les charges polluantes journalières sont :

$$C_{\text{DBO}_5} = 70 \times 10^{-3} \times \text{Eq-H} = 0.070 \times 76447.88 = 5351.35 \text{ kg/j}$$

$$C_{\text{MES}} = 80 \times 10^{-3} \times \text{Eq-H} = 0.080 \times 76447.88 = 6115.83 \text{ kg/j}$$

➤ Calcul pratique :

V.2.3.1. La charge moyenne journalière en DBO₅ (C_{DBO₅}) :

Cette valeur est calculée à partir de la concentration de la DBO₅, elle est exprimée en kg/j :

$$C_{\text{DBO}_5} = [\text{DBO}_5] * Q_{\text{moy},j} \dots\dots\dots (\text{V.6})$$

Avec :

C_{DBO₅} : charge moyenne journalière en DBO₅ exprimée en (kg/j)

[DBO₅] : concentration moyenne de la DBO₅ exprimée en (kg/m³)

Q_{moy,j} : débit moyen journalier des eaux usées en (m³/j).

$$\text{D'où : } C_{\text{DBO}_5} = 233.75 * 12231.66 * 10^{-3} = 2859.15 \text{ kg/j}$$

$$C_{\text{DBO}_5} = 2859.15 \text{ kg/j}$$

V.2.3.2. La charge moyenne des matières en suspension (C_{MES}) :

De même, ce paramètre est calculé à partir de la concentration des MES par la formule suivante :

$$C_{\text{MES}} = [\text{MES}] * Q_{\text{moy},j} \dots\dots\dots (\text{V.7})$$

Avec :

C_{MES} : charge moyenne journalière en MES exprimée en (kg/j)

[MES] : concentration moyenne des MES exprimée en (kg/m³)

$$\text{D'où : } C_{\text{MES}} = 161 * 12231.66 * 10^{-3} = 1969.3 \text{ kg/j}$$

$$C_{\text{MES}} = 1969.3 \text{ kg/j}$$

V.2.4. Calcul des débits pour l'horizon 2038 :

V.2.4.1. Le débit moyen journalier (Q_{moy,j}) :

$$\text{D'où : } Q_{\text{moy},j} = Q_{\text{moy},\text{pot}} * C_{\text{rej}} = 20548.65 * 0.8 = 16438.92 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{\text{moy},j} = 16438.92 \text{ m}^3/\text{j}$$

V.2.4.2. Le débit moyen horaire ($Q_{\text{moy, h}}$) :

$$Q_{\text{moy, h}} = Q_{\text{moy, j}} / 24 = 16438.92 / 24 = 684.96 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\text{moy, h}} = 684.96 \text{ m}^3/\text{h}$$

V.2.4.3. Le débit moyen diurne (Q_{md}) :

$$Q_{\text{md}} = Q_{\text{moy, j}} / 16 = 16438.92 / 16 = 1027.43 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\text{md}} = 1027.43 \text{ m}^3/\text{h}$$

V.2.4.4. Le débit de pointe à temps sec ($Q_{\text{pte, sec}}$) :

Ce débit est calculé par la formule suivante :

$$\text{Avec : } K_p = 1.68$$

$$\text{D'où } Q_{\text{pte, sec}} = 1.68 * 16438.92 = 27617.38 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{\text{pte, sec}} = 27617.38 \text{ m}^3/\text{j}$$

V.2.4.5. Le débit de pointe à temps de pluie ($Q_{\text{pte, pluie}}$) :

$$\text{Donc } Q_{\text{pte, pluie}} = 3 * 16438.92 = 49316.76 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{\text{pte, pluie}} = 49316.76 \text{ m}^3/\text{j}$$

V.2.4.6. Détermination du nombre équivalent habitants :

Le débit des rejets divisé par la dotation du rejet qui est de 160 l/hab/jour

Eq-H = charge de la S.T.E.P / rejet spécifique.

Rejet spécifique : 80% de la dotation moyenne journalière.

Donc:

$$\text{Rejet spécifique} = 200 \text{ l/hab/j} \times 0.80 = 160 \text{ l/hab/j}$$

$$\text{Eq-H} = 16438.92 / 0.160 = 102743.25 \text{ Eq-H}$$

$$\text{Eq-H} = 102743.25 \text{ Eq-H}$$

V.2.5. Calcul des charges polluantes :**➤ Calcul théorique :**

Les charges polluantes journalières sont :

$$C_{\text{DBO}_5} = 70 \times 10^{-3} \times \text{Eq-H} = 0.070 \times 102743.25 = 7182.03 \text{ kg/j}$$

$$C_{\text{MES}} = 80 \times 10^{-3} \times \text{Eq-H} = 0.080 \times 102743.25 = 8219.46 \text{ kg/j}$$

➤ Calcul pratique:**V.2.5.1. La charge moyenne journalière en DBO_5 (C_{DBO_5}) :**

$$C_{\text{DBO}_5} = 233.75 * 16438.92 * 10^{-3} = 3842.59 \text{ kg/j}$$

$$C_{\text{DBO}_5} = 3842.59 \text{ kg/j}$$

V.2.5.2. La charge moyenne des matières en suspension (C_{MES}) :

D'où : $C_{MES} = 161 * 16438.92 * 10^{-3} = 2646.67 \text{ kg/j}$ $C_{MES} = 2646.67 \text{ kg/j}$

Tableau .V.1 : récapitulatif des débits et charges polluantes :

Données de base	unité	Horizon 2025	Horizon 2038
population	hab	73293	98503
Débit journalier	m ³ /j	12231.66	16438.92
Débit moyen horaire	m ³ /h	509.65	684.96
Débits de pointe en temps sec	m ³ /j	20917.53	27617.38
Débits de pointe en temps de pluie	m ³ /h	1528.95	2054.87
Débit diurne	m ³ /h	764.48	1027.43
Charge en DBO5	kg/j	2859.15	3842.59
Charge en MES	kg/j	1969.3	2646.67

V.3. Dimensionnement ouvrage de prétraitement :

Les eaux usées transportent des matières en suspension très hétérogènes ainsi les prétraitements ont un rôle déterminant quant au fonctionnement de la station d'épuration ils permettent d'éliminer la partie de la pollution la plus visible.

Ils comportent les étapes suivantes :

- Dégrillage ;
- Dessablage ;
- Déshuilage.

V.3.1. Le dégrilleur :

Le dégrillage est implanté à l'amont de toute installation de traitement d'eaux usées ainsi il permet la protection de la station contre l'arrivée intempestive de gros objets susceptible de provoquer des bouchages dans les différentes unités de traitement, et s'effectue par simple passage des eaux à traiter à travers des grilles, on en distingue deux types

- Dégrillage grossier ;
- Dégrillage fin.

Dans notre cas seule la grille fine est nécessaire car les eaux proviennent de station de relevage munie elle-même d'un dégrilleur grossier, le dispositif de dégrillage mis en place permet un écoulement direct en cas d'arrêt du dégrilleur, ce schéma est possible grâce à la rigole qui shunte le dégrillage.

➤ **Calcul des grilles :**

Le but dans le dégrilleur est d'estimer la largeur de grille .Elle est donné par La formule **KIRCHMER** : [2]

➤ **La largeur de la grille (L) :** elle est donnée par la formule suivante :

$$L = \frac{S \sin \alpha}{h_{max} (1-\beta) \delta} \quad (\text{m} \dots\dots\dots \text{V.8})$$

Avec :

S : section mouillée de la grille $S = Q_p/v$ en (m²)

Q_{pte,pluie} : débit de pointe en temps de pluie (m³/s)

V : vitesse d'écoulement de l'effluent en (m/s) entre les barreaux, elle peut aller de 0.5 à 1.5 m/s.

h_{max} : hauteur maximale d'eau admissible sur la grille, comprise généralement entre 0.15 et 1.5 m

β : fraction de surface occupée par les barreaux, $\beta = \frac{e}{e+d}$

d : espacement des barreaux

e : épaisseur des barreaux

Tableau V.2. Valeurs de « e » et « d » pour les grilles grossière et fine :

	Grille grossière	Grille moyenne
e (cm)	02	01
d (cm)	05 à 10	02

δ : coefficient de colmatage de grilles

= **0.5** pour les grilles mécaniques.

= **0.2** pour les grilles manuelles.

α : Angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontale compris généralement entre

60° et 80°.

N.B : Dans notre cas seul la grille moyenne est nécessaire car les eaux proviennent de station de relevage munie elle-même d'un dégrilleur grossier.

➤ **Pour l'horizon 2025 :**

- Q_{pte,pluie}=36694.98 m³/j=0.425m³/s , V = 1 m/s d'où **S = 0.5m²**
- h_{max} = 0.6m
- α = 80
- β = 0.5
- e = 1 cm, d = 02 cm d'où **\beta = 0.33**

Nous aurons alors une largeur égale à **L = 2.44 m**

L = 2.44 m

➤ **Les pertes de charge (h)**

Une grille provoque des pertes de charge, selon KIRSCHMER, ces dernières sont fonction de :

- La forme des barreaux ;
- L'espacement entre les barreaux ;
- La largeur des barreaux ;
- La vitesse d'approche ;
- L'inclinaison de la grille.

Elles peuvent être calculées par la formule suivante :

$$\Delta H = S \left(\frac{e}{d}\right)^3 \frac{V^2}{2g} \text{Sin}^2 \alpha \dots\dots\dots(V.9)$$

Avec:

- h : pertes de charge en (m)
- e : largeur minimale d'un barreau (m) **(e=0.01m)**
- d : espacement entre les barreaux (m) **(d= 0.02m)**
- V : vitesse de l'eau devant la grille (m/s) **(V = 1m/s)**
- α : Angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontale **(α = 80°)**
- S : Coefficient de forme des barreaux :
 - = 2.42 pour des barreaux rectangulaires. **(S = 1.75)**
 - = 1.75 pour des barreaux ronds ;

D'où on aura une perte de charge pour l horizon 2025 : **h = 0.03m**

➤ **Volume des déchets retenus :**

le volume des déchets retenus par les grilles dépend :

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

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

- 5à10l/hab/an pour une grille fine ;
- 2à5l/hab/an pour une grille grossière.

$$V(m^3/j)=\text{nombre d'habitant}*\text{volume retenu}*10^{-3}/365j\dots\dots(V.10)$$

Donc : $v=16774*7*10^{-3}/365=0.322m^3/j$ d'où **v=0.322m³/j**

V.3.2. Le déssableur-déshuileur :

Le bassin de dessablage déshuilage proposé est de type aéré de forme circulaire, avec l'injection d'air assurant une turbulence constante pour éviter tout dépôt des matières organiques. Il est composé de deux zones :

- l'une aéré pour le dessablage : les sables et les matières lourdes sont récupérées au fond de l'ouvrage.
- les huiles et les graisses sont récupérées en surface par raclage. [2]

➤ **Calcul du déssableur :**

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

$$\frac{L}{H} \leq \frac{V_e}{V_s}$$

Où :

- Ve : La vitesse horizontale (vitesse d'écoulement)
- Vs : Vitesse de sédimentation.
- L : Longueur de bassin.
- H : Profondeur du bassin. H= 1 à 2,5

Le déssableur doit être dimensionné dans l'un des rapports suivants :

$$\frac{L}{H} = 10 \text{ à } 15 \quad \text{ou,} \quad \frac{L}{H} = 3.$$

La vitesse d'écoulement doit être comprise dans l'intervalle $0,2 < V_e < 0,5$ (m/s).

La vitesse de sédimentation doit être comprise dans l'intervalle $40 < V_s < 70$ ($m^3 / m^2 / h$).

Pour le dimensionnement, on prend :

$$V_e = 0,3m / s$$

$$V_s = 20m / h = 0,0055m / s.$$

$$H = 1m. [2]$$

Dans cet ouvrage on dimensionne les paramètres suivants :

➤ **Section verticale :**

$$S_v = Q_p / V_e \dots\dots\dots(V.11)$$

Avec : Qp : le débits pointe en temps de pluie en m^3/s ;

Ve :la vitesse d écoulement en m/s .

➤ **Section horizontale :**

$$S_h = Q_p / V_s \dots\dots\dots (V.12)$$

Avec : Qp : débit de pointe en temps de pluie en m^3/s

V_s : la vitesse de sédimentation en m/s

➤ **Longueur du déssableur :**

$$L*B=Sh \text{ et } L=2*B \dots\dots\dots (V.13)$$

Avec : Sh : section horizontale en m^2

B : largeur de déssableur en m

➤ **Largeur du déssableur :**

$$B=Sh/L \dots\dots\dots (V.14)$$

Avec : Sh :section horizontale en m^2

L : longueur du déssableur en m

➤ **Volume du bassin :**

$$V=Sh*H \dots\dots\dots (V.15)$$

Avec : Sh : section horizontale en m^2 ;

H : hauteur de déssableur en m.

➤ **Le temps de séjour dans le bassin :**

$$T_s=V/Q_p \dots\dots\dots (V.16)$$

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

La quantité d'air à insuffler varie de 1 à $1,5 m^3$ d'air/ m^3 d

$$q_{air}=Q_p*V \dots\dots\dots (V.17)$$

Avec : V :est le volume d'air à injecter ($1,5 m^3$ d'air/ m^3 d'eau)

Q_p : débit de pointe en temps de pluie. [14]

➤ **Pour l'horizon 2025 :**

Le débit de pointe $Q_p=36694.98m^3/j=0.425m^3/s$

$$S_v=0.425/0.3=1.42m^2$$

$$S_v=1.42m^2$$

$$Sh=0.425/0.0055=76.5m^2$$

$$Sh=76.5m^2$$

$$Sh=B*L= 2*B^2d' \text{ ou } B=(Sh/2)^{1/2}=(76.5/2)^{1/2}=6.18m=6.5m$$

$$B=6.5m$$

$$L=2*B=2*6.5=13m=13m$$

$$L=13m$$

$$V=76.5*1=76*5m^3$$

$$V=76.5m^3$$

$$t_s=76.5/0.425=180s=3min$$

$$t_s=3min$$

$$q_{air}=0.425*1.5=0.637m^3 \text{ d'air/s}$$

$$q_{air}=0.637m^3 \text{ d'air/s}$$

➤ **Pour l'horizon 2038 :**

Pour cet horizon, on doit prévoir un second déssableur dont le débit sera la différence des débits des deux horizons :

$$Q_p=Q_p(2038)-Q_p(2025)=0.571-0.425=0.146m^3/s$$

$$S_v=0.146/0.3=0.49m^2=0.50m^2$$

$$S_v=0.50m^2$$

$$Sh=0.146/0.0055=26.28m^2=26.3m^2$$

$$Sh=26.3m^2$$

$$Sh=B*L=2*B^2 \text{ d' ou } B=(Sh/2)^{1/2}=(26.3/2)^{1/2}=3.63m=3.65m$$

$$B=3.65m$$

$$L=2*B=2*3.65=7.3m=7.3m$$

$$L=7.3m$$

$$V=26.3*1=26.3m^3$$

$$V=26.3m^3$$

$$t_s=26.3/0.146=180s=3min$$

$$t_s=3min$$

$$q_{air}=0.146*1.5=0.219m^3 \text{ d'air/s}$$

$$q_{air}=0.219m^3 \text{ d'air/s}$$

➤ **Calcul des charges polluantes à la sortie du déssableur :**

Le déssablage élimine dans les environs de 70% des matières minérales présentes dans les eaux usées :

$$MMS_{sortie} = 30\% MMS_{entrée}$$

$$MES = 70\% MVS + 30\% MMS$$

Avec :

MMS_{entrée} : Matières minérales en suspension à l'entrée du déssableur.

MMS_{sortie} : Matières minérales en suspension à la sortie du déssableur.

MVS : Matières volatiles en suspension.

MES : Matières en suspension à l'entrée du déssableur

A partir de ces hypothèses, on peut calculer les quantités des matières éliminées par le déssableur :

➤ **Horizon 2025 :**

$$MMS_{entrée} = 0.3 * MES = 0.3 * 1969.3 = 590.79 \text{ kg/j}$$

$$MMS_{sortie} = 0.3 * MMS_{entrée} = 0.3 * 590.79 = 177.24 \text{ kg/j}$$

$$MVS_{\text{entrée}} = MVS_{\text{sortie}} = 0.7 * MES = 0.7 * 1969.3 = \mathbf{1378.51 \text{ kg/j}}$$

$$MES_{\text{sortie}} = MMS_{\text{sortie}} + MVS_{\text{sortie}} = 177.24 + 1378.51 = \mathbf{1555.75 \text{ kg/j}}$$

Rendement d'élimination de la matière minérale :

$$R = \frac{(MMS)_{\text{initiale}} - (MMS)_{\text{finale}}}{(MMS)_{\text{initiale}}} \dots \dots \dots \text{(V.18)}$$

$$R = \frac{(590.79 - 177.24)}{590.79} = \mathbf{0.699 = 0.7}$$

$$R = \mathbf{70^\circ}$$

➤ **Horizon 2038 :**

on calcul de la même façon et les résultats sont dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.3 Caractéristiques des ouvrages du prétraitement :

Dégrilleur			Désableur-déshuileur			
Paramètre	unité	Valeur à l'horizon 2025	paramètre	unité	Valeur à l'horizon 2025	Valeur à l'horizon 2038
Largeur de la grille (L)	m	2.44	Longueur (L)	m	13	7.5
Angle d'inclinaison ()	°	80	Largeur (l)	m	6.5	4
Espacement entre les barreaux (d)	cm	0.2	Hauteur (H)	m	1	1
			Temps de séjour	minute	3	3
Epaisseur des barreaux (e)	cm	01	Débit d'air à injecter (q _{air})	m ³ /s	0.637	0.219
Pertes de charge (h)	m	0.03	MMS à la sortie	kg/j	177.24	238.20
			MVS à la sortie	kg/j	1378.51	1852.67
			MES à la sortie	kg/j	1555.75	2090.87

V.4. Dimensionnement ouvrage de traitement primaire :

V.4.1. Introduction :

Ce bassin est projeté essentiellement dans le but d'assurer une alimentation en continu des appareils de traitement biologique, pendant l'arrêt de l'usine, et permet une protection contre les à-coups de pollution par dilution des eaux.

Afin d'éviter les dépôts des matières en suspension, ce bassin est muni d'un système de brassage.

Le brassage peut être réalisé par l'équipement d'aération (turbines ou brosses), mais plus fréquemment par des dispositifs dissociés, du type hélice marine à vitesse lente qui anime le bassin en permanence.

On distingue trois types de décanteur primaire :

- décanteur cylindro-conique
- décanteur à flux horizontal
- décanteur circulaire

V.4.2. Dimensionnement :

Le décanteur primaire sera de forme circulaire, car ce type présente quelques avantages par rapport au décanteur rectangulaire, leurs constructions est relativement économique en raison de la faible épaisseur des parois circulaires de béton armé et de la faible densité d'armatures, ainsi que pour les parties mobiles immergées ne sont pas sujettes à l'abrasion.

Les principaux paramètres de calcul du décanteur sont :

La vitesse limitée est donnée par la relation : [14]

$$K=Q_{pte}/Q_{moy} \dots \dots \dots (V.19)$$

Où : Q_{pte} : débit de pointe par temps pluie. (m³/h)

Q_{moy} : débit moyen horaire. (m³/h)

Tableau V.4: Les valeurs de la vitesse limite en fonction de Q_{moy} : [14]

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

➤ **Calcul de la surface horizontal S_h :**

$$S_h=Q_p/V_{limite} \dots \dots \dots (V.20)$$

Avec : Q_p : le débit de pointe en temps de pluie ;

V_{limite} : vitesse limite

➤ **Calcul du volume V :**

$$V = Q_p * t_s \dots \dots \dots (V.21)$$

D'où : t_s est le temps de séjours, Le temps de séjours doit être limité pour des raisons biologiques et économiques on prendra $1h < T_s < 2h$. [15]

donc : $T_s = 1,3$ heure

➤ **Calcul de la hauteur du bassin H :**

$$H=V/S_h \dots \dots \dots (V.22)$$

➤ **Calcul du diamètre du déca**

$$D= (4 * V) / \pi * H \dots \dots \dots (V.23)$$

➤ **Calcul du temps de séjours t_s :**

$$T_s = V/Q_i \dots\dots\dots (V.24)$$

D'où :

V : Volume du décanteur m^3

Q_i : Débit considéré m^3/h .

➤ **Calcul des charges hydrauliques**

$$C_{hyd} = Q_i/S_h \dots\dots\dots (V.25)$$

➤ **Horizon 2025 :**

$K=36694.98/12231.66=3$ D'après le tableau la valeur de V_{limite} est : **$V_{limite}= 2.5 m/h$**

$S_h=1528.96/2.5=611.58m^2=612m^2$ **$S_h=612m^2$**

$V=1528.96*2=3057.92m^3$ **$V=3057.92m^3$**

On prévoit deux décanteurs de volume $V=1528.96m^3$

$H=1528.96/612=2.5m$ **$H=2.5m$**

$D=\sqrt{(4*1528.96)/(\pi*2)}=31.19m$ **$D=31.19m$**

t_s : temps de séjour :

- pour le débit moyen horaire :

$T_s = V / Q_{moy} = 1528.96 / 509.65 = 1.96h. = 1h 58min$ **$T_s = 1h 58min$**

- pour le débit de pointe par temps de pluie :

$T_s = V / Q_{pte} = 1528.96 / 1528.96 = 1h$ **$T_s = 1h$**

C_{hyd} : charge hydraulique

- pour le débit moyen horaire

$C_{hyd} = 509.65 / 612 = 0.833 m/h$ **$C_{hyd} = 0.833 m/h$**

- pour le débit de pointe par temps de pluie :

$C_{hyd} = 1528.96 / 612 = 2.5 m/h$ **$C_{hyd} = 2.5 m/h$**

➤ **Horizon 2038 :**

$$Q_p = Q_{p2038} - Q_{p2025} = 2054.87 - 1528.96 = 525.91 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$V_{\text{limite}} = 2.5 \text{ m/h}$$

$$Sh = 525.91 / 2.5 = 210.36 \text{ m}^2 = 211 \text{ m}^2$$

$$Sh = 211 \text{ m}^2$$

$$V = 525.91 * 1.3 = 683.68 \text{ m}^3 = 684 \text{ m}^3$$

$$V = 684 \text{ m}^3$$

$$H = 684 / 211 = 3.24 \text{ m} = 3.5 \text{ m}$$

$$H = 3.5 \text{ m}$$

$$D = \sqrt{(4 * 684) / (\pi * 3.5)} = 15.77 \text{ m} = 16 \text{ m}$$

$$D = 16 \text{ m}$$

t_s : temps de séjour :

- pour le débit moyen horaire :

$$t_s = V / Q_{\text{moy}} = 684 / 684.96 = 0.99 \text{ h} = 1 \text{ h}$$

$$t_s = 1 \text{ h}$$

- pour le débit de pointe par temps de pluie :

$$t_s = V / Q_{\text{pte}} = 684 / 525.91 = 1.3 \text{ h} = 1 \text{ h} 18 \text{ min}$$

$$t_s = 1 \text{ h} 18 \text{ min}$$

C_{hyd} : charge hydraulique

- pour le débit moyen horaire

$$C_{\text{hyd}} = 684.96 / 211 = 3.24 \text{ m/h}$$

$$C_{\text{hyd}} = 3.24 \text{ m/h}$$

- pour le débit de pointe par temps de pluie :

$$C_{\text{hyd}} = 2054.87 / 211 = 9.74 \text{ m/h}$$

$$C_{\text{hyd}} = 9.74 \text{ m/h}$$

V.4.3. Calcul de la quantité des boues éliminées:

Sachant que le décanteur primaire éliminé environ **35%** de DBO₅ et environ **60%** de matière en suspension :

➤ **Horizon 2025 :**

- **Charge à l'entrée du décanteur :**

$$DBO_5 = 2859.15 \text{ Kg}$$

$$MES = 1555.75 \text{ Kg/j}$$

- **Les charges éliminées par la décantation primaire :**

$$DBO_{5e} = 0,35 \cdot DBO_5 = 0,35 \cdot 2859.15 = 857.75 \text{ Kg/j}$$

$$MES_e = 0,6 \cdot MES = 0,6 \cdot 1555.75 = 933.45 \text{ Kg/j}$$

$$MM_e = 0,3 \cdot MES_e = 0,3 \cdot 933.45 = 280.04 \text{ Kg/j}$$

$$MVS_e = 0,7 \cdot MES_e = 0,7 \cdot 933.45 = 653.42 \text{ Kg/j}$$

- **Les charges à la sortie du décanteur primaire :**

$$MES_s = MES - MES_e = 1555.75 - 933.45 = 622 \text{ Kg/j}$$

$$DBO_{5s} = DBO_5 - DBO_{5e} = 2859.15 - 857.75 = 2001.4 \text{ Kg/j}$$

$$MM_s = 0,3 \cdot MES_s = 0,3 \cdot 622 = 186.6 \text{ Kg/j}$$

$$MVS_s = 0,7 \cdot MES_s = 0,7 \cdot 622 = 435.4 \text{ Kg/j}$$

➤ **Horizon 2038:**

• **Charge à l'entrée du décanteur :**

On calcul de la même façon précédente avec :

$$DBO_5' = DBO_{5(2038)} - DBO_{5(2025)} = 3842.59 - 2859.15 = \mathbf{983.44Kg/j}$$

$$MES' = MES_{(2038)} - MES_{(2025)} = 2090.87 - 1555.75 = \mathbf{535.12Kg/j}$$

Tableau .V.5. qui suit récapitule les dimensions et performances du décanteur :

Décanteur primaire			
paramètre	unité	Valeur à l'horizon 2025	Valeur à l'horizon 2038
volume	m^3	1528.96	684
diamètre	m	31.19	16
Hauteur	m	2.5	3.5
DBO5 à la sortie	Kg/j	2001.4	639.24
MMS à la sortie	kg/j	186.6	64.20
MVS à la sortie	kg/j	435.4	149.81
MES à la sortie	kg/j	622	214.01

Remarque : il faut prévoir une hauteur de revanche=0.75m.

V.5. Dimensionnement des ouvrages de traitement secondaire :

Pour dimensionner une station d'épuration une étude comparative entre deux variante est nécessaire .pour cela on choisit de variante une à **faible charge** et l autre à **moyenne charge**. [2] ; [16]

➤ **Horizon 2025 :**

V.5.1. Etude de la variante à moyenne charge :

V.5.1.1. Calcul des charges polluantes :

Les données de bases sont :

- Débit moyen journalier $Q_{moy j} = 12231.66 m^3/j$
- Débit moyen horaire $Q_{moy h} = 509.65 m^3/h$
- Débit de pointe par temps de pluie $Q_{pte} = 36694.98 m^3/j$
- Débit diurne $Q_d = 764.48 m^3/h$
- Charge polluante à l'entrée du bassin $Lo = 2001.4 Kg/j$
- Pour le traitement à moyenne charge nous avons :

$$\mathbf{0,2 < C_m < 0,5 Kg DBO_5 / Kg.MVS.j . [6]}$$

Avec ;

Cm : charge massique

On prend $c_m=0.4 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg.MVS.j}$

$$0,6 < C_v < 1,5 \text{ Kg DBO}_5/ \text{ m}^3 \text{ j. [6]}$$

Avec :

Cv : charge volumique

$$X_a = \frac{C_v}{C_m} \text{ où } X_a = 30 \text{ mg/l d'après L'O.M.S et } C_m = 0,4 \text{ Kg DBO}_5/ \text{ Kg MVS j}$$

$$\text{Donc } C_v = X_a.C_m = 3. 0,4 \qquad C_v = 1,2 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3$$

Pour notre station on prend $C_v=1.2 \text{ Kg DBO}_5/ \text{ m}^3 \text{ j}$

➤ **Calcul de la concentration de l'effluent en DBO₅(S₀) :**

$$S_0 = \frac{L_0}{Q_j} \dots\dots\dots (V.26)$$

$$S_0=(2001.4/12231.66)*10^3=163.62\text{mg/l}$$

$$S_0=163.62\text{mg/l}$$

➤ **Calcul de la charge polluante à la sortie du clarificateur L_f :**

On prend $S_f = 30 \text{ mg/l d'après L'O.M.S}$

$$L_f=S_f*Q_j \dots\dots\dots(V.27)$$

$$L_f=(30*12231.66)*10^{-3} =366.95\text{kg/j}$$

$$L_f=366.95 \text{ kg/j}$$

➤ **Calcul de la charge à éliminée L_e:**

$$L_e=L_0-L_f\dots\dots\dots(V.28)$$

$$L_e = 2001.4-366.95=1634.45 \text{ kg/j}$$

$$L_e=1634.45 \text{ kg/j}$$

➤ **Le rendement d'épuration R :**

$$R=(L_0-L_f)/L_0\dots\dots\dots(V.29)$$

$$R=(2001.4-366.95)/2001.4=0.82$$

$$R= 82 \%$$

V.5.1.2. Dimensionnement de bassin d'aération :

A. Introduction :

Le rôle de bassin d aération peut être résumé dans trois fonctions principales :

- pour assurer un approvisionnement adéquat et continu de l'oxygène dissous pour les bactéries. Pour garder la liqueur mixte en suspension ;
- pour mélanger les eaux usées entrant et la liqueur mixte ;
- enlever de la solution le co2 en excès qui résulte de l'oxydation de matière organique.
- Il existe trois types de bassin d aération :

- bassin à aération de surface ;
- bassin à diffusion d'aire ;
- bassin à aération de fond. [2]

Pour notre station on choisit un bassin à **aération de surface rectangulaire**.

L'aérateur de surface à pour rôle d'apporter l'oxygène nécessaire aux bactéries épuratrice et de provoquer une intense turbulence qui permet d'une part le maintien en suspension des boues activées et d'autre part de renforcer le contact intime de l'eau brute avec les bactéries d'épuration.

Remarque : il faut prévoir une hauteur de revanche=80cm.

B. Dimensionnement :

➤ **Calcul du volume du bassin d'aération V :**

$$V=L_0/C_v.....(V.30)$$

$$V=2001.4/1.2=1667.8m^3 =1700m^3 \qquad \qquad \qquad V=1700m^3$$

➤ **Calcul de la section horizontale S_h:**

On suppose deux bassins d'aération identiques de hauteur H = 3.5m et volume V=850m³

$$S_h=V/H.....(V.31)$$

$$S_h = \frac{850}{3.5} = 242.86m^2 \qquad \qquad \qquad S_h=242.86m^2$$

➤ **Calcul de la largeur du bassin b :**

On opte pour un ouvrage de forme rectangulaire avec :

$$L=S_h/b \text{ et } L=2*b..... (V.32)$$

$$\text{Donc :} b=(242.86/2)^{1/2}=11m \qquad \qquad \qquad b=11m$$

➤ **Calcul de la longueur du bassin L :**

$$L = 2*b=2*11 =22m \qquad \qquad \qquad L =22m$$

➤ **La masse des boues dans les bassins:**

$$X_t=L_0/C_m..... (V.33)$$

Avec : C_m = 0,4 Kg DBO₅/ Kg MVS j

$$X_t=2001.4/0.4=5003.5kg \qquad \qquad \qquad X_t=5003.5kg$$

➤ **La concentration des boues dans le bassin d'aération :**

$$X_a=X_t/V..... (V.34)$$

$$X_a=5003.5/1700=2.9g/l=3g/l \qquad \qquad \qquad X_a=3 g/l$$

➤ **Calcul du temps de séjours ts:**

Pour le débit moyen horaire :

$$T_s = V / Q_{\text{moy}} \dots \dots \dots (V.35)$$

$$T_s = 1700 / 509.65 = 3.33h = 3h 20min$$

$$T_s = 3h 20min$$

*Pour le débit de pointe :

$$T_s = V / Q_p \dots \dots \dots (V.36)$$

$$T_s = 1700 / 1528.96 = 1.11h = 1h 7min$$

$$T_s = 1h 7min$$

V.5.1.3. Calcul des besoins en oxygène:

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

Les besoins en oxygène sont définis par l'expression suivante :

$$q_{o_2} = a' L_e + b' X t \dots \dots \dots (V.37)$$

Avec :

Le : la charge DBO₅ éliminée (Kg/j) ;

Xt : masse totale de boues présente dans le bassin d'aération (Kg) ;

a' : la fraction de pollution transformé en énergie de synthèse au cours de l'épuration et c'est aussi la quantité d'oxygène à fournir aux bactéries pour qu'elles synthétisent la matière vivante à partir d'une pollution ;

b' : coefficient cinétique de respiration endogène.

Tableau V.6 : Charge massique en fonction de a'. [7]

Charge massique	0,09	0,1	0,15	0,2	0,3	0,4	0,5
a'	0,66	0,65	0,63	0,59	0,56	0,53	0,5

On à Cm = 0,4 Kg DBO₅ /Kg MVS.j

Donc **a' = 0,53**

$$b' = 0.13 C_m^{-0.05} \dots\dots\dots (V.38)$$

Donc :

$$b' = 0.13 * (0.4)^{-0.05} = 0.14 \text{ gO}_2/\text{gMVS.j} \qquad \qquad \qquad b' = 0.14 \text{ gO}_2/\text{gMVS.j}$$

➤ **La quantité d'oxygène journalière est :**

$$q_{O_2} = 0,53 * 1634.45 + (0,14 * 5003.5) = 1566.75 \text{ Kg O}_2/\text{j} \qquad \qquad \qquad q_{O_2} = 1566.75 \text{ Kg O}_2/\text{j}$$

➤ **La quantité d'oxygène horaire :**

$$q_{O_2} = 1566.75 / 24 = 65.28 \text{ Kg O}_2/\text{h} \qquad \qquad \qquad q_{O_2} = 65.28 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

➤ **La quantité d'oxygène nécessaire pour un m³ du bassin :**

$$q_{O_2} / m^3 = q_{O_2} / V \dots\dots\dots (V.39)$$

$$q_{O_2} / m^3 = 1566.75 / 1700 = 0.93 \text{ Kg O}_2/m^3 \text{ j} \qquad \qquad \qquad q_{O_2} / m^3 = 0.93 \text{ Kg O}_2/m^3 \text{ j}$$

➤ **La quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe :**

$$q_{O_2} \text{ pte} = (a' L_e / T_d) + (b' \cdot X_t / 24) \dots\dots\dots (V.40)$$

T_d : période diurne en heures T_d = 16

$$q_{O_2} \text{ pte} = 0,53 * 1634.45 / 16 + (0,14 * 5003.5 / 24) = 83.34 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

$$q_{O_2} \text{ pte} = 83.34 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

➤ **Le besoin réel de pointe en oxygène:**

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

$$Q(O_2)_{\text{reel pte}} = \frac{Q(O_2)_{\text{pte}}}{S \times r} \dots\dots\dots (V.41)$$

On a : $\alpha = 0.8$
 $S = 0.85$

Avec:

r : Rapport des coefficients de transfert d'eau usée en eau propre. Les coefficients de transfert dépendent de la nature de l'eau et du système d'aération. $r = \frac{C_s(\text{eau.usée})}{C_s(\text{eau.épurée})}$

C_s : la concentration en oxygène à saturation à l'interface. $r = 0.8$

Pour faire intervenir la correction correspondante au déficit en oxygène dissous consécutif à la présence d'oxygène réellement dissous dans la liqueur mixte, on exprime le défaut en fonction de la valeur à saturation par le coefficient S , tel que $0.8 < S < 0.95$. [7]

On prend: $s = 0$

$$Q(O_2)_{reel\ pte} = \frac{83.34}{0.85 \times 0.8} = 122.56 \text{ kgO}_2/\text{h} \qquad Q(O_2)_{reel\ pte} = 122.56 \text{ kgO}_2/\text{h}$$

V.5.1.4. Détermination les caractéristiques de l'aération: [2]

➤ **Calcul de la puissance d'aération nécessaire :**

$$P_n = \frac{Q(O_2)_{reel\ pte}}{P_a} \dots\dots\dots (V.42)$$

$$1.5 \leq P_a \leq 1.9 \text{ kgO}_2 / \text{kwh}$$

$$P_n = \frac{12256}{1.8} = 6809 \text{ kw} \qquad P_n = 68.09 \text{ kw}$$

➤ **Puissance de brassage :**

$$P_b = S_h * P_{abs} \dots\dots\dots (V.43)$$

P_{abs} : puissance absorbée par m^2 du bassin (w/m^2)

S_h : surface horizontale de bassin

On a : $P_{abs} = (70 \div 80) \text{ w/m}^2$

On prend: $P_{abs} = 75 \text{ w/m}^2$

$$P_b = 170 * 75 = 12750 \text{ w} = 12.75 \text{ kw} \qquad P_b = 12.75 \text{ kw}$$

➤ **Calcul du nombre d'aération dans le bassin :**

$$N = p_n / p_b \dots\dots\dots (V.44)$$

Donc $N = 68.09 / 12.75 = 6.75 = 7$ aérateurs

$N = 7$ aérateurs

➤ **Besoin en énergie de l'aérateur :**

Dans les conditions normales, l'apport spécifique en énergie des aérateurs est de $1,5 \text{ Kg O}_2/\text{Kwh}$.

$$E = q(O_2)_{pte,reel} / 1.5 \dots\dots\dots (V.45)$$

$$E = 122.56 / 1.5 = 81.71 \text{ Kwh /h}$$

$E = 81.71 \text{ Kwh /h}$

V.5.1.5 Bilan de boues :

➤ **Calcul de la quantité des boues en excès :**

La quantité des boues en excès : est la masse à extraire pour maintenir le système en équilibre par jour:

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

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

➤ **Le débit de boues en excès :**

Ce débit est donné par :

$$Q_{\text{excés}} = \frac{\Delta X}{X_m} \dots\dots\dots (V.48)$$

D'où : $Q_{\text{excé}} = 326.19/9.6 = 33.40 \text{ m}^3/\text{j}$

$Q_{\text{excé}} = 33.40 \text{ m}^3/\text{j}$

➤ **Le débit spécifique par m^3 de bassin :**

$q_{\text{sp}} = X/V \dots\dots\dots (V.49)$

V : Volume de bassin

Donc : $q_{\text{sp}} = \frac{326.19}{1700} = 0.19 \text{ kg/m}^3 \cdot \text{j}$

$q_{\text{sp}} = 0.19 \text{ kg/m}^3 \cdot \text{j}$

➤ **Le débit des boues recyclées :**

Le taux de recyclage peut varier de 15 à 100% de débit de l'effluent produit

Il est donné par l'expression suivante

$R = (100 \cdot X_a) / ((1200/I_m) - X_a) \dots\dots\dots (V.50)$

R : taux de recyclage (%)

X_a : concentration des boues dans le bassin = 3 kg/m^3

Donc : $R = (100 \cdot 3) / ((1200/125) - 3) = 45.45\%$

$R = 45.45\%$

➤ **Le débit des boues recyclées :**

$Q_r = R \cdot Q_j \dots\dots\dots (V.51)$

Donc : $Q_r = 0.45 \cdot 12231.66 = 5504.25 \text{ m}^3/\text{j}$

$Q_r = 5504.25 \text{ m}^3/\text{j}$

➤ **Age des boues :**

$A_b = X_t / X \dots\dots\dots (V.52)$

Donc : $A_b = 5003.5/326.19 = \text{jours} = 15 \text{ jours et } 8 \text{ h } 10 \text{ min}$

$A_b = 15 \text{ jours et } 8 \text{ h } 10 \text{ min}$

V.5.1.6. Dimensionnement de clarificateur :

L'efficacité d'un décanteur est fonction de sa forme. Les meilleurs résultats sont obtenus dans les ouvrages circulaires à fond fortement incliné (50° au moins sur l'horizontal).

Remarque : il faut prévoir une hauteur de revanche = 80cm.

Le temps de séjour : $T_s = (1,5 - 2)heures.$ [1]

on prend $T_s = 1,5h.$

La vitesse ascensionnelle $2.5 \leq V_a \leq 3m^3/m^2/h.$ [1]

On prend $V_a = 2,5m/h$

Le débit : $Q = 1528.96m^3/h$

1) Le volume du décanteur :

$$V = Q_{pte} * t_s \dots\dots\dots(V.53)$$

Donc : $V = 1528.96 * 1.5 = 2293.44m^3 = 2300m^3$

2) La surface horizontale du décanteur:

$$S_H = \frac{Q}{V_a}$$

$$\dots\dots\dots(V.54)$$

Donc : $S_h = 1528.96 / 2.5 = 611.58m^2 = 612m^2$ **$S_h = 612m^2$**

3) La hauteur du décanteur :

$$H = \frac{V}{S_H} m$$

$$\dots\dots\dots(V.55)$$

donc $H = 2300 / 612 = 3.76m = 4m$ **$H = 4m$**

donc : $V = 4 * 612 = 2448m^3$ **$V = 2450m^3$**

4) Le diamètre du décanteur :

$$D = \sqrt{\frac{4.V}{f.H}}$$

$$\dots\dots\dots(V.56)$$

$D = \sqrt{\frac{4.2450}{3,14.4}} = 27.9m. = 28m$ **$D = 28m$**

5) Le temps de séjour :

$$T_s = V' / Q_h \dots\dots\dots(V.57)$$

$T_s = 2450 / 1528.96 = 1.6h = 1h36min$ **$T_s = 1h36min$**

Tableau V.7 : Les résultats de l'horizon 2038 à moyenne charge.

Désignations	Unité	2038
Données de base		
Debit moyen journalier $Q_{\text{moy j}}$	m^3/j	4207.26
Débit moyen horaire $Q_{\text{moy h}}$	m^3/h	175.30
Débit de pointe par temps sec Q_p	m^3/j	12621.78
Débit diurne Q_d	m^3/h	262.95
Charge polluante à l'entrée du bassin Lo	Kg/j	639.24
Concentration de l'effluent en DBO_5 So	mg/l	151.94
La charge polluante à la sortie Lf	Kg/j	126.22
La charge polluante éliminée Le	Kg/j	513.02
Le rendement de l'épuration ep	%	80
Dimensionnement du bassin d'aération		
Volume du bassin V	m^3	533
Hauteur du bassin H	m	3.5
Surface horizontale du bassin Sh	m^2	152.5
Largeur du bassin B	m	8.5
Longueur du bassin L	m	17.5
La masse de boues dans le bassin Xt	kg	1598.1
Concentration de boues dans le bassin $[Xa]$	mg/l	3
Temps de séjours Ts débit moyen horaire	h	3
débit de pointe par temps sec	h	1
Besoin en oxygène		
Quantité d'oxygène journalière q_{o_2}	KgO_2/j	495.63
La quantité d'oxygène horaire $q_{o_2}/24$	KgO_2/j	20.65
La quantité d'oxygène nécessaire pour un m^3 du bassin q_{o_2}/m^3	KgO_2/m^3	0.93
La quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe q_{o_2} pte	KgO_2/h	26.32
Calcul de l'aérateur de surface à installer		
Calcul de la puissance nécessaire à l'aération pa	Kw	21.51
Calcul de la puissance de brassage et le maintien des solides	kw	8.03

Le nombre d'aérateurs dans le bassin N	-	3
Besoin en énergie de l'aérateur E	Kwh/h	25.81
Dimensionnement du décanteur secondaire		
Volume du bassin V	m ³	633
Surface horizontale du décanteur Sh	m ²	211
Hauteur du décanteur H	m	3
Le diamètre du décanteur D	m	16.5
Le temps de séjours Ts	h	3h14min
Bilan de boues		
Calcul de la quantité des boues en excès x	Kg/j	98.21
Le débit de boues en excès Q _{exce}	m ³ /j	10.23
Le débit spécifique par m ³ de bassin q _{sp}	Kg/m ³ .j	0,19
Le taux de boues recyclées R	%	45,45
Le débit des boues recyclées Q _r	m ³ /j	1893.27
Age des boues A _b	j	16j6h8min

Horizon 2025 :**V.5.2. Etude de la variante à faible charge :**

Le dégrilleur, et le déssableur-déshuileur ne sont pas concernées par les modifications parce que le prétraitement ne traite pas de la charge polluante.

Le décanteur primaire peut être supprimé dans le traitement à faible charge.

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

Charge massique :

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

On prendra : $C_m = 0,15 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS j}$

Charge volumique :

$$0,35 < C_v < 0,6 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3\text{j}$$

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

Les données de bases sont :

$$\hat{N} \text{ Débit moyen journalier } Q_{\text{moy j}} = 12231.66 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$\hat{N} \text{ Débit moyen horaire } Q_{\text{moy h}} = 509.65 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\hat{N} \text{ Débit de pointe par temps de pluie } Q_{\text{pte}} = 36694.98 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$\hat{N} \text{ Débit diurne } Q_d = 764.48 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\hat{N} \text{ Charge polluante à l'entrée du bassin } L_0 = 2859.15 \text{ Kg/j.}$$

On calcul de la même manière que la variante a moyenne charge sauf avec d'autres variantes de c_m et c_v et L_0 .

V.5.2.1 Calcul de la pollution :

- **Calcul de la concentration de l'effluent en DBO₅(S₀) :**

$$S_0 = S_0 = \frac{L_0}{Q_j} = (2859.15/12231.66) * 10^3 = 233.75 \text{ mg/l} \quad S_0 = 233.75 \text{ mg/l}$$

- **Calcul de la charge polluante à la sortie du bassin L_f :**

On prend S_f = 30 mg/l d'après L'O.M.S

$$L_f = S_f * Q_j = (30 * 12231.66) * 10^{-3} = 366.95 \text{ kg/j} \quad L_f = 366.95 \text{ kg/j}$$

- **Calcul de la charge à éliminée L_e :**

$$L_e = L_0 - L_f = 2859.15 - 366.95 = 2492.2 \text{ kg/j} \quad L_e = 2492.2 \text{ kg/j}$$

- **Le rendement d'épuration R :**

$$R = (L_0 - L_f) / L_0 = (2859.15 - 366.95) / 2859.15 = 0.87 \quad R = 87 \%$$

V.5.2.2. Dimensionnement de bassin d'aération :

- **Volume du bassin :**

$$V = L_0 / C_v = 2859.15 / 0.5 = 5718.3 \text{ m}^3 = 5800 \text{ m}^3 \quad V = 5800 \text{ m}^3$$

On prend deux bassins d'aérations telles que le volume de chaque bassin est : V' = 2900 m³

- **La hauteur du bassin :**

Elle est prise généralement entre 3 et 5m donc on prend : **H = 3.5m**

Remarque : il faut prévoir une hauteur de revanche = 80cm.

- **Surface horizontale du bassin :**

$$S_h = \frac{V}{H} = \frac{2900}{3.5} = 828.57 \text{ m}^2 \quad S_h = 828.57 \text{ m}^2$$

- **La largeur du bassin :**

$$\text{On prend : } L = 2B ; S_h = 2B^2, \text{ alors : } B = (S_h / 2)^{-1/2}$$

$$B = (828.57/2)^{1/2} = 20.5 \text{ m} \quad B = 20.5 \text{ m}$$

- **La longueur du bassin :**

$$L = \frac{S_h}{B} = \frac{828.57}{20.5} = 40.41 \text{ m} \quad L = 40.5 \text{ m}$$

m

➤ **La masse de boues dans le bassin :**

$$X_t = \frac{L_o}{C_m} = \frac{2859.15}{0,15} = 19061 \text{Kg} \quad \mathbf{X_t=19061kg}$$

➤ **Concentration de boues dans le bassin :**

$$[X_a] = \frac{X_t}{V} = \frac{19061}{5800} = 3.3 \text{g/l} \quad \mathbf{Xa=3.3g/l}$$

➤ **Calcul le temps de séjour :**

- Pour le débit moyen horaire :

$$T_s = \frac{V}{Q_{moy.h}} = \frac{5800}{509.65} = 11.38 \text{h} \quad \mathbf{T_s=11h10min}$$

- Pour le débit de pointe par temps sec :

$$T_s = \frac{V}{Q_{pte}} = \frac{5800}{1528.96} = 3.79 \text{h} \quad \mathbf{T_s=3h 19min}$$

- Pour le débit diurne :

$$T_s = \frac{V}{Q_d} = \frac{5800}{764.48} = 7.58 \text{h} \quad \mathbf{T_s=7h 14min}$$

V.5.2.3. Calcul des besoins en oxygène:

On prend $a'=0.6 \text{ kg o}_2/\text{kg DBO}_5.\text{j}$ et $b'=0.07 \text{kg o}_2/\text{kg MVS.j}$

➤ **La quantité d'oxygène journalière est :**

$$q_{o_2} = a' L_e + b' X_t = 0.6 * 2492.2 + 0.07 * 19061 = 2829.59 \text{ KgO}_2/\text{j} \quad \mathbf{qo_2=2829.59kg O_2/j}$$

➤ **La quantité d'oxygène horaire :**

$$q_{o_2h} = 2829.59/24 = 117.90 \text{ KgO}_2/\text{h} \quad \mathbf{qo_2h=117.90 KgO_2/h}$$

➤ **La quantité d'oxygène nécessaire pour un m³ du bassin :**

$$q_{o_2 m^3} = 2829.59/5800 = 0.49 \text{ Kg O}_2/\text{m}^3\text{j} \quad \mathbf{qo_2 m^3=0.49 Kg O_2/m^3j}$$

➤ **La quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe :**

$$q_{o_2 \text{ pte}} = (a' L_e / T_d) + (b' \cdot X_t / 24) = (0.6 * 2492.2 / 16) + (0.07 * 19061 / 24) = 149.05 \text{ Kg O}_2/\text{h} \\ \mathbf{q_{o_2 \text{ pte}} = 149.05 Kg O_2/h}$$

➤ **Les besoins réels de pointe en O₂:**

$$r = 0.8 \\ s = 0.85$$

$$Q(o_2)_{\text{reel pte}} = \frac{Q(o_2)_{\text{pte}}}{s \times r} = 149.05 / (0.8 * 0.85) = 219.19 \text{ kgO}_2/\text{h} \quad \mathbf{Q(o_2)_{\text{pte}} \text{ réel} = 219.19 \text{kgO}_2/\text{h}}$$

V.5.2.4. Détermination les caractéristiques de l'aération:

➤ **Calcul de la puissance d'aération nécessaire :**

$$1.5 \leq P_a \leq 1.9 \text{ kg O}_2 / \text{kwh}$$

$$P_n = \frac{Q(O_2)_{\text{réel pte}}}{P_a} = \frac{21919}{1.8} = 121.77 \text{ kw}$$

$$P_n = 121.77 \text{ kw}$$

***Puissance de brassage :**

$$P_{\text{abs}} = (70 \div 80) \text{ w/m}^2 \quad \text{on prend } P_{\text{abs}} = 75 \text{ w/m}^2$$

$$P_b = S_h * P_{\text{abs}} = 580 * 75 = 43.5 \text{ KW}$$

$$P_b = 43.5 \text{ KW}$$

➤ **Calcul du nombre d'aération dans le bassin :**

$$N_a = \frac{P_n}{P_b} = \frac{121.77}{43.5} = 2.8$$

$$N_a = 3 \text{ aérateurs}$$

➤ **Besoin en énergie de l'aérateur :**

L'apport spécifique en énergie des aérateurs est de 1,5 Kg O₂/Kwh .

$$E = Q(O_2)_{\text{réel pte}} / 1,5 = 219.19 / 1.5 = 146.13 \text{ kwh/h}$$

$$E = 146.13 \text{ Kwh /h}$$

V.5.2.5. Bilan de boues :

$$a_m : 0,53 \text{ . puisque } 0,53 < a_m < 0,56$$

$$b = \frac{b'}{1,42} = 0.07 / 1.42 = 0.05$$

$$MES_s = 1555.75 \text{ kg/j}$$

$$X_{\text{min}} = 177.24 \text{ kg/j}$$

$$X_{\text{dur}} = 0.3 \times 1378.51 = 413.55 \text{ kg/j}$$

$$a_m \times L_e = 0.53 \times 2492.2 = 1320.87 \text{ kg/j}$$

$$X_{\text{eff}} = 30 \times 10^{-3} \times Q_j = 30 \times 10^{-3} \times 12231.66 = 366.95 \text{ kg/j}$$

$$\Delta X = X_{\text{min}} + X_{\text{dur}} + a_m L_e - b X_t - X_{\text{eff}} = 177.24 + 413.55 + 1320.87 - (0.05 * 19061) - 366.95 = 591.66 \text{ kg/j}$$

$$X = 591.66 \text{ kg/j}$$

➤ **Concentration de boues en excès :**

$$I_m = 125$$

$$X_m = \frac{1200}{I_m} = 1200 / 125 = 9.6 \text{ kg/m}^3$$

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

➤ **Le débit de boues en excès :**

$$Q_{\text{excés}} = \frac{\Delta X}{X_m} = \frac{591.66}{9.6} = 61.63 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{\text{excés}} = 61.63 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ **Le débit spécifique par m³ de bassin :**

$$q_{\text{sp}} = \frac{\Delta X}{V} = 591.66 / 5800 = 0.10 \text{ kg/m}^3 \cdot \text{j}$$

$$q_{\text{sp}} = 0.10 \text{ kg/m}^3 \cdot \text{j}$$

➤ **Le débit des boues recyclées :**

$$R = \frac{100[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]} = \frac{100 \cdot 3.3}{\frac{1200}{125} - 3.3} = 52.38\% \quad \mathbf{R=52.38\%}$$

$$Q_r = R \cdot Q_j = 0.52 \cdot 12231.66 = 6360.46 \text{ m}^3/\text{j} \quad \mathbf{Q_r=6360.46 \text{ m}^3/\text{j}}$$

***Age des boues :**

$$A_b = \frac{X_t}{\Delta X} = \frac{19061}{591.66} = 32.22 \text{ jours.}$$

A_b=32jours 5h

→ Pour le clarificateur on prend les mêmes dimensions de la variante a moyenne charge.

Tableau V.8 : Les résultats de l'horizon 2038 à faible charge.

Désignations	Unité	2038
Données de base		
Debit moyen journalier Q _{moy j}	m ³ /j	4207.26
Débit moyen horaire Q _{moy h}	m ³ /h	175.30
Débit de pointe par temps sec Q _p	m ³ /j	12621.78
Débit diurne Q _d	m ³ /h	262.95
Charge polluante à l'entrée du bassin Lo	Kg/j	983.44
Concentration de l'effluent en DBO ₅ So	mg/l	233.75
La charge polluante à la sortie Lf	Kg/j	126.22
La charge polluante éliminée Le	Kg/j	857.22
Le rendement de l'épuration ep	%	87
Dimensionnement du bassin d'aération		
Volume du bassin V	m ³	2000
Hauteur du bassin H	m	3.5
Surface horizontale du bassin Sh	m ²	400
Largeur du bassin B	m	14
Longueur du bassin L	m	29
La masse de boues dans le bassin Xt	kg	6556.27
Concentration de boues dans le bassin [Xa]	mg/l	3.3
Temps de séjours Ts débit moyen horaire	h	11h10min
débit de pointe par temps sec	h	3h19min
Besoin en oxygène		

Quantité d'oxygène journalière q_{o_2}	KgO ₂ /j	973.27
La quantité d'oxygène horaire $q_{o_2}/24$	KgO ₂ /j	40.55
La quantité d'oxygène nécessaire pour un m ³ du bassin q_{o_2}/m^3	KgO ₂ /m ³	0.49
La quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe q_{o_2} pte	KgO ₂ /h	51.27
Calcul de l'aérateur de surface à installer		
Calcul de la puissance nécessaire à l'aération pn	Kw	41.89
Calcul de la puissance de brassage et le maintien des solides	kw	30
Le nombre d'aérateurs dans le bassin N	-	2
Besoin en énergie de l'aérateur E	Kwh/h	50.27
Dimensionnement du décanteur secondaire		
Volume du bassin V	m ³	633
Surface horizontale du décanteur Sh	m ²	211
Hauteur du décanteur H	m	3
Le diamètre du décanteur D	m	16.5
Le temps de séjours Ts	h	3h14min
Bilan de boues		
Calcul de la quantité des boues en excès x	Kg/j	203.5
Le débit de boues en excès Q_{exce}	m ³ /j	21.20
Le débit spécifique par m ³ de bassin q_{sp}	Kg/m ³ .j	0,10
Le taux de boues recyclées R	%	52.28
Le débit des boues recyclées Q_r	m ³ /j	2187.78
Age des boues A_b	j	32j8h

**V.6.
Dime
nsion
neme**

nt des ouvrages de traitement tertiaire :

V.6.1. Introduction :

Après le traitement biologique, il est nécessaire de désinfecter les eaux résiduaires avant rejet pour éliminer des microbes encore présents dans des rejets (comme ceux des hôpitaux et autres).

La désinfection est recommandée quand on veut réutiliser les eaux résiduaires pour l'irrigation des terres agricoles ceux qui est valable pour notre cas.

Pour la désinfection on utilise généralement le chlore(NaClO), ou l'ozone ;

Mais en Algérie le réactif le plus fréquemment utilisé est l'eau de Javel car chlore gazeux pose beaucoup de problèmes surtout la sécurité de stockage qui doit être examiné et résolu avec toute l'attention nécessaire.et aussi l'eau de javel donne des meilleurs resulta de désinfection.

La dose du chlore nécessaire dans les conditions normales pour un effluent traité est de 5 à 10 mg/l pour un temps de contact de 30 minutes.

V.6.2. Dimensionnement de bassin de désinfection :

On utilise une dose de 5mg/l pendant un temps de contact de 30 mn. [17]

➤ **La dose journalière :**

$$D_j = Q_{moy\ j} (Cl_2) \dots \dots \dots (V.58)$$

Avec : $Q_{moy\ j}$: débit moyen journalier en m^3/j
 Cl_2 : dose de chlore en kg/m^3

➤ **Calcul de la quantité du javel pouvant remplacer la quantité du chlore:**

On prend une solution d'hypochlorite à 40°. [17]
 1° de chlorométrie 3.17 g de $Cl_2/ NaClO$. [17]
 40° de chlorométrie X

$$X = 3.17 \cdot 40 / 1 = 127 \text{ g de } Cl_2/ NaClO \qquad \qquad \qquad \mathbf{X=127g \text{ de } Cl_2/ NaClO}$$

➤ **La quantité d'hypochlorite nécessaire :**

$$Q_j = D_j / X \dots \dots \dots (V.59)$$

Avec : Q_j : quantité d'hypochlorite nécessaire
 D_j : dose journalière de chlore
 X_j : quantité du javel pouvant remplacer la quantité du chlore

➤ **La quantité annuelle d'hypochlorite :**

$$Q_a = Q_j \cdot 365 \dots \dots \dots (V.60)$$

Avec : Q_a : quantité annuelle d'hypochlorite
 Q_j : quantité d'hypochlorite nécessaire

➤ **Le volume du bassin :**

$$V = Q_{pte} \cdot T_s \dots \dots \dots (V.61)$$

Avec : Q_{pte} : débit de pointe en temps de pluie
 T_s : temps de séjour dans le bassin on prend. [17]
 $T_s = 30 \text{ minute}$

➤ **La hauteur du bassin :**

On fixe $H = 3m$

➤ **La surface horizontale :**

$$S_h = V / H \dots \dots \dots (V.62)$$

Avec : V : volume de bassin
 H : hauteur de bassin

➤ **La largeur et la longueur :**

On fixe $L = 16m$

$$B = S_h / L \dots \dots \dots (V.63)$$

Avec: largeur de bassin
 L : la longueur de bassin

➤ **Horizon 2025:**

$D_j = 12231.66 \cdot 0.005 = 61.16 \text{ kg/j}$

$Q_j = 61.16 / 127 = 0.48 \text{ m}^3/\text{j} = 20 \text{ l/h}$

$Q_a = 0.48 \cdot 365 = 175.2 \text{ m}^3/\text{an}$

$Q_{pte} = 36694.98 \text{ m}^3/\text{j}$

$V = 36694.98 \cdot 30 / 1440 = 764.47 = 765 \text{ m}^3$

$Sh = 765 / 3 = 255 \text{ m}^2$

$L = 23 \text{ m}$

$B = 255 / 18 = 15.9 = 11.5 \text{ m}$

***Horizon 2038:**

$D_j = 4207.26 \cdot 0.005 = 21 \text{ kg/j}$

$Q_j = 21 / 127 = 0.16 \text{ m}^3/\text{j} = 6.89 \text{ l/h}$

$Q_a = 0.16 \cdot 365 = 58.4 \text{ m}^3/\text{an}$

$Q_{pte} = 12621.78 \text{ m}^3/\text{j}$

$V = 12621.78 \cdot 30 / 1440 = 262.95 = 263 \text{ m}^3$

$Sh = 263 / 3 = 87.66 = 88 \text{ m}^2$

$L = 18 \text{ m}$

$B = 88 / 18 = 4.88 = 5 \text{ m}$

Dj=61.16kg/j

Qj=20l(NaClO)/h

Qa=175.2m³(NaClO)/an

V=765m³

Sh=255m²

L=23m

B=11.5m

Dj=21kg/j

Qj=6.89l(NaClO)/h

Qa=58.4m³(NaClO)/an

V=263m³

Sh=88m²

L=18m

B=5m

V.7. Traitement des boues:

Le traitement des boues est effectué pour le bute de:

- réduire le volume des boues par l'élimination de leur humidité ;
- réduire leur capacité fermentescible ou stabilisation.

V.7.1. Variante à moyenne charge :

Le traitement des boues passe par les étapes suivantes :

- Un épaissement des boues ;
- Une digestion anaérobie ;
- Une déshydratation sur lits de séchage.

V.7.1.1 Dimensionnement de l'épaisseur

➤ **La production journalière des boues est de :**

➤ **Les boues primaires :**

$$DX_p = DBO_{5e} + MESe \dots\dots\dots(V.64)$$

Avec : DX_p : quantité des boues primaires

DBO_{5e} : éliminé dans le décanteur primaire

$MESe$: éliminé dans le décanteur primaire

➤ **Les boues secondaires :**

$$DX_s = X \dots\dots\dots(V.65)$$

Avec : DXs : quantité des boues secondaires

X : la quantité des boues en excès

- **Quantité totale journalière des boues :**

$$DX_t = DX_p + DX_s \dots\dots\dots(V.66)$$

Avec : DXt : quantité totale journalière des boues.

- **La concentration de la boue à l'entrée de l'épaississeur :**

Pour les boues primaires $S_1 = 20$ à 30 g/l. [2]

on prend $S_1 = 30$ mg/l

Pour les boues secondaires $S_2 = 11,43$ g/l. [2]

V.7.1.1.1. Calcul du débit journalier reçu par l'épaississeur :

- **Le débit arrivant du décanteur primaire :**

$$Q_1 = DX_p / S_1 \dots\dots\dots(V.67)$$

- **Le débit arrivant du décanteur secondaire :**

$$Q_2 = DX_s / S_2 \dots\dots\dots(V.68)$$

- **Le débit total :**

$$Q_t = Q_1 + Q_2 \dots\dots\dots(V.69)$$

- **La concentration du mélange :**

$$S = DX_t / Q_t \dots\dots\dots(V.70)$$

- **Le volume de l'épaississeur :**

$$V = Q_t \cdot T_s \dots\dots\dots(V.71)$$

Avec : Ts : temps de séjours, Ts 1 à 15 jours. [2]

On prend Ts = 2j

- **La surface horizontale :**

$$Sh = V / H \dots\dots\dots(V.72)$$

Avec H : profondeur on prend H = 3m

- **Le diamètre :**

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Sh}{f}} \dots\dots\dots(V.73)$$

V.7.1.2. Dimensionnement du stabilisateur :

Les boues épaissies arrivent au stabilisateur avec une concentration de 80 g/l. a fin de diminuer le volume des boues et augmenter leurs quantités. [2]

- **Le débit des boues arrivant au stabilisateur :**

$$Q_d = DX_t / 80 \dots\dots\dots(V.74)$$

➤ **Le temps de séjour du stabilisateur :**

$$T_s = 175 \cdot 10^{(-0,03 \cdot t)} \quad / t = 35^\circ\text{C} \cdot [2]$$

$$T_s = 15,6 \text{ jours}$$

➤ **Le volume du stabilisateur :**

$$V_d = Q_d \cdot T_s \dots\dots\dots(V.75)$$

➤ **Le diamètre du stabilisateur :**

$$D_d = \sqrt{\frac{V_d \cdot 4}{f \cdot H}} \dots\dots\dots(V.76)$$

avec : $H=4\text{m}$

➤ **La surface horizontale :**

$$S_h = \frac{f \cdot D^2}{4} \dots\dots\dots(V.77)$$

V.7.1.2.1. La quantité de matières sèches des boues fraîches :

$$F_g = Q_d \cdot F_s \cdot K_s \dots\dots\dots(V.78)$$

Avec :

K_s : poids spécifique de la matière sèche de la boue fraîche

$$K_s = 1 \text{ tonne /m}^3$$

F_s : la teneur en matières solides

$$F_s = 3 \text{ à } 4\% \text{ on prend } 4\%$$

$$\text{Donc : } F_g = 6,97 \cdot 1 \cdot 0,04 = 0,28 \text{ tonne /j. [6]}$$

V.7.1.2.2. La quantité de matière organique dans la boue fraîche :

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

$$F_o = 0,6 \cdot F_g \dots\dots\dots(V.79)$$

➤ **La quantité du gaz produite :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_{\text{gaz}} = 138 (t^\circ)^{1/2} \cdot F_o \dots\dots\dots(V.80)$$

➤ **La quantité moyenne du gaz :**

On prendra 75% du gaz théorique

$$Q' = 0,75 \cdot Q_{\text{gaz}} \dots\dots\dots(V.81)$$

➤ **La quantité du méthane (CH₄):**

$$Q_{\text{CH}_4} = (0,6 \text{ à } 0,65) Q'_{\text{gaz}} \text{ on prend :}$$

$$Q_{\text{CH}_4} = 0,65 Q'_{\text{gaz}} \dots\dots\dots(V.82)$$

➤ **La quantité du gaz carbonique CO₂ :**

$$Q_{\text{CO}_2} = (0,3 \text{ à } 0,35) Q'_{\text{gaz}} \text{ on prend :}$$

$$Q_{\text{CO}_2} = 0,3 Q'_{\text{gaz}} \dots\dots\dots(V.83)$$

➤ **La quantité restante de gaz :**

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

$$Q_{rest} = 0,05 \cdot Q_{gaz} \dots\dots\dots(V.84)$$

➤ **La quantité minérale dans la boue :**

$$F_m = F_g - F_o \dots\dots\dots(V.85)$$

➤ **La quantité de boues digérées :** [12]

$$Q_r = F_{gf} \left(\frac{1}{d_{gf}} + \frac{1}{d_{ff}} - \frac{1}{d_f} \right) \dots\dots\dots(V.86)$$

Avec:

F_f : teneur en matière solide dans la boue digérée

$$F_f = 10\%$$

d_{ff} : poids spécifique de la matière sèche de la boue digérée

$$d_{ff} = 2 \text{ T/m}^3$$

d_f : poids spécifique de l'eau en excès dans le digesteur $d_f = 1 \text{ T/m}^3$

$$F_{gf} = F_m + F_o (1 - 0,138T^{1/2})$$

V.7.1.3. Dimensionnement du lit de séchage: [11]

➤ **Le volume d'un lit :**

e : l'épaisseur maximale des boues qui est comprise entre 20 à 30 cm. [14]

on prend e = 30 cm

La longueur L = (20 à 30) m

On prend L = 20 m :

$$H = 1 \text{ m}$$

Et B = 8 m $V = 8 \cdot 20 \cdot 0,3 = 48 \text{ m}^3$

La concentration de boues activées épaissies est de 20 à 50 g/l. [6]

On prenant une concentration de 20 g/l le volume journalier des boues épandues sera :

$$V_e = \frac{x}{20} \dots\dots\dots(V.87)$$

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

On admet que le lit sert 10 fois par an

$$V_a = 10 \cdot V \dots\dots\dots(V.88)$$

➤ **Volume de boue à sécher par an :**

$$V_{an} = V_e \cdot 365 \dots\dots\dots(V.89)$$

➤ **Nombre de lits nécessaires :**

$$N = V_{an} / V_a \dots\dots\dots(V.90)$$

➤ **La surface totale des lits de séchage :**

$$S_{ht} = N \cdot 160 \dots\dots\dots(V.91)$$

➤ **Horizon 2025 :**

➤ **Dimensionnement de l'épaisseur :**

$$DX_p = 857.75 + 933.45 = 1791.2 \text{ kg/j}$$

$$DX_p = 1791.2 \text{ kg/j}$$

$$DX_s = 326.19 \text{ kg/j}$$

$$DX_t = 1791.2 + 326.19 = 2117.39 \text{ kg/j}$$

$$Q_1 = 1791.2/30 = 59.71 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_2 = 326.19/11.43 = 28.54 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_t = 59.71 + 28.54 = 88.25 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$S = 2117.39/88.25 = 24 \text{ kg/m}^3$$

$$V = 88.25 * 2 = 176.4 = 176.5 \text{ m}^3$$

$$Sh = 176.5/3 = 59 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{(4 * 59)/\pi} = 8.66 = 9 \text{ m}$$

$$DX_s = 326.19 \text{ kg/j}$$

$$DX_t = 2117.39 \text{ kg/j}$$

$$Q_1 = 59.71 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_2 = 28.54 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_t = 88.25 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$S = 24 \text{ kg/m}^3$$

$$V = 176.5 \text{ m}^3$$

$$Sh = 59 \text{ m}^2$$

$$D = 9 \text{ m}$$

➤ **Dimensionnement du stabilisateur :**

$$Q_d = 2117.39/80 = 26.47 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$V_d = 26.47 * 15.6 = 412.89 = 413 \text{ m}^3$$

$$D_d = \sqrt{(4 * 413)/(4 * \pi)} = 11.47 = 11.5 \text{ m}$$

$$Sh = (\pi * 11.5^2)/4 = 103.9 = 104 \text{ m}^2$$

$$F_g = 26.47 * 1 * 0.04 = 1.06 \text{ tonne/j}$$

$$F_o = 0.6 * 1.06 = 0.64 \text{ tonne/j}$$

$$Q_{\text{gaz}} = 138 * (35)^{1/2} * 0.64 = 522.51 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q' = 0.75 * 522.5 = 391.88 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{\text{CH}_4} = 0.65 * 391.88 = 254.72 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{\text{CO}_2} = 0.3 * 391.88 = 117.56 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{\text{rest}} = 0.05 * 391.88 = 19.59 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$F_m = 1.06 - 0.64 = 0.42 \text{ tonne/j}$$

$$F_{gf} = 0.42 + 0.64(1 - 0.138 * 35^{1/2}) = 0.54 \text{ tonne/j}$$

$$Q_r = 0.54(1/(1 * 0.1) + (1/2) - (1/1)) = 5.13 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ **Dimensionnement du lit de séchage :**

$$V_e = 326.19/20 = 16.31 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$V_a = 10 * 48 = 480 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{an}} = 16.31 * 365 = 5953.15 \text{ m}^3/\text{an}$$

$$N = 5953.15/480 = 12.4 = 13 \text{ lits}$$

$$S_T = 13 * 160 = 2080 \text{ m}^2$$

$$Q_d = 26.47 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$V_d = 413 \text{ m}^3$$

$$D_d = 11.5 \text{ m}$$

$$Sh = 104 \text{ m}^2$$

$$F_g = 1.06 \text{ tonne/j}$$

$$F_o = 0.64 \text{ tonne/j}$$

$$Q_{\text{gaz}} = 522.51 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q' = 391.88 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{\text{CH}_4} = 254.72 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{\text{CO}_2} = 117.56 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{\text{rest}} = 19.59 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$F_m = 0.42 \text{ tonne/j}$$

$$F_{gf} = 0.54 \text{ tonne/j}$$

$$Q_r = 5.13 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$V_e = 16.31 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$V_a = 480 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{an}} = 5953.15 \text{ m}^3/\text{an}$$

$$N = 13 \text{ lits}$$

$$S_T = 2080 \text{ m}^2$$

➤ **Horizon 2038 :**

***Dimensionnement de l'épaisseur :**

$$DX_p = 344.20 + 321.11 = 665.31 \text{ kg/j}$$

$$DX_s = 98.21 \text{ kg/j}$$

$$DX_p = 665.31 \text{ kg/j}$$

$$DX_s = 98.21 \text{ kg/j}$$

$$\begin{aligned}DXt &= 665.31 + 98.21 = 763.52 \text{ kg/j} \\ Q_1 &= 665.31 / 30 = 22.17 \text{ m}^3/\text{j} \\ Q_2 &= 98.21 / 11.43 = 8.59 \text{ m}^3/\text{j} \\ Q_t &= 22.17 + 8.59 = 30.76 \text{ m}^3/\text{j} \\ S &= 763.52 / 30.76 = 24.82 \text{ kg/m}^3 \\ V &= 30.76 * 2 = 61.5 \text{ m}^3 \\ Sh &= 61.5 / 3 = 20.5 \text{ m}^2 \\ D &= \sqrt{(4 * 20.5) / \pi} = 5 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}DXt &= 763.52 \text{ kg/j} \\ Q_1 &= 22.18 \text{ m}^3/\text{j} \\ Q_2 &= 8.59 \text{ m}^3/\text{j} \\ Q_t &= 30.76 \text{ m}^3/\text{j} \\ S &= 24.82 \text{ kg/m}^3 \\ V &= 61.5 \text{ m}^3 \\ Sh &= 20.5 \text{ m}^2 \\ D &= 5 \text{ m}\end{aligned}$$

➤ **Dimensionnement du stabilisateur :**

$$\begin{aligned}Q_d &= 763.52 / 80 = 9.54 \text{ m}^3/\text{j} \\ V_d &= 9.54 * 15.6 = 148.89 = 149 \text{ m}^3 \\ D_d &= \sqrt{(4 * 149) / (4 * \pi)} = 6.88 = 7 \text{ m} \\ Sh &= (\pi * 7^2) / 4 = 38.48 = 38.5 \text{ m}^2 \\ F_g &= 9.54 * 1 * 0.04 = 0.38 \text{ tonne/j} \\ F_o &= 0.6 * 0.38 = 0.23 \text{ tonne/j} \\ Q_{\text{gaz}} &= 138 * (35)^{1/2} * 0.23 = 187.78 \text{ m}^3/\text{j} \\ Q' &= 0.75 * 187.78 = 140.83 \text{ m}^3/\text{j} \\ Q_{\text{CH}_4} &= 0.65 * 140.83 = 91.54 \text{ m}^3/\text{j} \\ Q_{\text{CO}_2} &= 0.3 * 140.83 = 42.25 \text{ m}^3/\text{j} \\ Q_{\text{rest}} &= 0.05 * 140.83 = 7.04 \text{ m}^3/\text{j} \\ F_m &= 0.38 - 0.23 = 0.15 \text{ tonne/j} \\ F_{gf} &= 0.15 + 0.23(1 - 0.138 * 35^{1/2}) = 0.19 \text{ tonne/j} \\ Q_r &= 0.19(1 / (1 * 0.1) + (1/2) - (1/1)) = 1.81 \text{ m}^3/\text{j}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_d &= 9.54 \text{ m}^3/\text{j} \\ V_d &= 149 \text{ m}^3 \\ D_d &= 7 \text{ m} \\ Sh &= 38.5 \text{ m}^2 \\ F_g &= 0.38 \text{ tonne/j} \\ F_o &= 0.23 \text{ tonne/j} \\ Q_{\text{gaz}} &= 187.78 \text{ m}^3/\text{j} \\ Q' &= 140.83 \text{ m}^3/\text{j} \\ Q_{\text{CH}_4} &= 91.54 \text{ m}^3/\text{j} \\ Q_{\text{CO}_2} &= 42.25 \text{ m}^3/\text{j} \\ Q_{\text{rest}} &= 7.04 \text{ m}^3/\text{j} \\ F_m &= 0.15 \text{ tonne/j} \\ F_{gf} &= 0.19 \text{ tonne/j} \\ Q_r &= 1.81 \text{ m}^3/\text{j}\end{aligned}$$

➤ **Dimensionnement du lit de séchage :**

$$\begin{aligned}V_e &= 98.21 / 20 = 4.91 \text{ m}^3/\text{j} \\ V_a &= 10 * 48 = 480 \text{ m}^3 \\ V_{\text{an}} &= 4.91 * 365 = 1792.33 \text{ m}^3/\text{an} \\ N &= 1792.33 / 480 = 3.7 = 4 \text{ lits} \\ S_T &= 4 * 160 = 640 \text{ m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_e &= 4.91 \text{ m}^3/\text{j} \\ V_a &= 480 \text{ m}^3 \\ V_{\text{an}} &= 1792.33 \text{ m}^3/\text{an} \\ N &= 4 \text{ lits} \\ S_T &= 640 \text{ m}^2\end{aligned}$$

Tableau V9 : Tableau récapitulatif des résultats à moyenne charge :

Désignations	unité	2025	2038
Dimensionnement de l'épaississeur			
Concentration à l'entrée de l'épaississeur pour DI	g/l	2107.33	763.52
Pour DII	g/l	11.43	11.43
Débit journalier reçu par l'épaississeur	m ³ /j	28.25	30.76
Temps de séjour	j	2	2
Volume	m ³	176.5	61.5
Hauteur	J	2	2
Surface	m ²	59	20.5
diamètre	m	9	5
Dimensionnement du stabilisateur			
Débit des boues arrivant au digesteur	m ³ /j	26.47	9.54
Temps de séjour du digesteur	j	15.6	15
Volume	m ³	413	149
Diamètre	m	11.5	7
Surface horizontale	m ²	104	38.5
Quantité de matières sèches des boues fraîches	T/j	1.06	0.38
Quantité de matière organique des boues fraîches	T/j	0.34	0.23
Quantité du gaz produite	m ³ /j	522.51	187.78
Quantité moyenne du gaz	m ³ /j	391.88	140.83
Quantité du méthane	m ³ /j	254.72	91.54
Quantité du gaz carbonique	m ³ /j	117.56	42.25
Quantité restante de gaz	m ³ /j	19.59	7.04
Quantité minérale dans la boue	T/j	0.42	0.15
Quantité de boues digérées	m ³ /j	5.13	1.81
Dimensionnement du lit de séchage			
Longueur	m	20	20
Largeur	m	8	8
Hauteur	m	1	1
Volume	m ³	48	48
Volume journalier des boues épandues	m ³	16.31	4.91
Volume de boue à sécher par an	m	5953.15	1792.33
Nombre de lits	-	13	4
La surface totale des lits de séchage	m ³ /j	640	2080

V.7.2. Variante à faible charge :

Pour la raison que les boues provenant d'un traitement par boues activées à aération prolongée sont fortement minéralisées. il n'est pas nécessaire de les passer par le stabilisateur.

Tableau V.10 : Tableau récapitulatif des résultats à faible charge :

Désignations	unité	2025	2038
Dimensionnement de l'épaississeur			
Concentration à l'entrée de l'épaississeur pour DI	g/l	591.66	203.5
Débit journalier reçu par l'épaississeur	m ³ /j	59.17	20.35
Temps de séjour	j	2	2
Volume	m ³	118.5	41
Hauteur	m	3	3
Surface	m ²	39.5	14
diamètre	m	7.5	4.5
Dimensionnement du lit de séchage			
Longueur	m	20	20
Largeur	m	8	8
Hauteur	m	1	1
Volume	m ³	48	48
Volume journalier des boues épandues	m ³	29.58	10.18
Volume de boue à sécher par an	m	10796.7	3715.7
Nombre de lits	-	22	8
La surface totale des lits de séchage	m ³ /j	3520	2080

V.8. Conclusion :

Dans ce chapitre on a dimensionné tous les ouvrages de la station à deux variantes moyenne et faible charge, on remarque que les ouvrages à moyenne charge sont moins grands que ceux des ouvrages à faible charge mais le rendement d'épurations de la variante à faible charge est grand que celui de la moyenne charge.

CHAPITRE VI
ASPECT ECONOMIQUE

VI.1.Introduction :

Après le dimensionnement de différentes chaînes de traitement des eaux usées on passe à l'étude technico-économique afin de dégager la variante la plus économique.

L'étude technico-économique se base sur le calcul estimatif de coût de projet ; ce dernier est rétabli sur la base du coût du mètre cube (m³) d'eau épurée par la station.

Remarque :

Vue le manque des renseignements sur l'évolution des prix relatifs aux travaux de génie civil (coût de terrassement et prix du mètre cube de béton armé), nous limitons notre travail dans l'horizon 2025 seulement.

VI.2.coût de projet

Ce coût est composé de :

VI.2.1. Le coût d'investissement :

- Coût des travaux de génie civil (terrassement et coût des ouvrages en béton).
- Les équipements (racleurs, turbine, pompes aérateurs, tuyauterie...).[18].

$$C_{ti} = C_{gc} + C_{eq} + C_{vrd} \dots \dots \dots (VI.1)$$

VI.2.2.Le coût de fonctionnement :

- Coût d'exploitation courante.
- Coût de renouvellement du matériel électromécanique.
- Frais financiers et de la main d'œuvre.

VI.3. Coût de la variante à moyenne charge :

VI.3.1 Coût d'investissement :

VI.3.1.1 Coût de terrassement :

L'épaisseur de la couche végétale sera estimée à 30 cm
 Le prix du mètre cube de terrassement sera évalué à 200 DA. [18]

On calculera le volume de la couche végétale par l'expression :

$$V = 0,3 * S_{hi} \dots \dots \dots (VI.2)$$

Avec :

S_{hi} : Surface horizontale de l'ouvrage considéré.

Le coût d'un ouvrage sera donc :

$$C = 200 * V \dots \dots \dots (VI.3)$$

Avec :

V : Volume de terrassement de l'ouvrage considéré.

Tableau VI.1 : Le coût de terrassement de chaque ouvrage :

Ouvrages	Nombre	Volume (m ³)	Coût (DA)
Dégrilleur	1	0.15	30
Dessableur-déshuilleur	1	22.95	4590
Décanteur primaire	2	183.6	36720
Bassin d'aération	2	145.72	29144
Décanteur secondaire	1	183.6	36720
Bassin de désinfection	1	76.5	15300
Epaississeur	1	17.7	3540
Digesteur	1	31.2	6240
Lit de séchage	13	624	124800

Donc le coût total du terrassement est **Ct =257084 DA**

VI.3.1.2 .Coût de Béton armé :

Le coût du mètre cube de béton est estimé actuellement Pu = 12 000 DA

Le coût du béton sera donc :

$$C_b = P_u \cdot V_{tb} \dots \dots \dots (VI.4)$$

Epaisseur des murs des ouvrages em = 0,15 à 0,4 m on prend em = 0,15 m

Epaisseur du radier des ouvrages est prise er = 0,3 à 0,4 m on prend er =0,3 m

Le mètre cube de béton contient en moyenne (40 à 100) Kg de fer.

Le kilogramme de fer coûte actuellement 75 DA

On prendra la valeur 80 Kg de fer / m³ de béton

Le coût de béton ferrailé est de :

$$C_t = C_b + C_f$$

$$C_b = 12\ 000\ DA$$

$$C_f = 75 \times 80 = 6\ 000\ DA$$

$$C_t = 18\,000 \text{ DA}$$

Le volume du béton total pour chaque ouvrage est la somme de deux vo

$$V_r = e_r \cdot S_h \dots\dots\dots(VI.5)$$

$$V_m = e_m \cdot P \cdot H \dots\dots\dots(VI.6)$$

- V_r : Volume du béton pour le radier de chaque ouvrage
- V_m : Volume du béton des murs de chaque ouvrage [18]

P : périmètre de l'ouvrage

H : hauteur de l'ouvrage

Tableau VI.2 :Le coût du béton armé de chaque ouvrage :

Ouvrages	Nombre	Volumes V _{br}	Volumes V _{bm}	V _{tb}	Cout C _{bf} (DA)
Dégrilleur	1	0.15	0.74	0.89	16020
Déssableur-déshuileur	1	22.95	5.85	28,8	518400
Décanteur primaire	2	183.6	48.07	231.67	4170060
Bassin d'aération	2	145.72	69.3	215.02	3870360
Décanteur secondaire	1	183.6	52.78	419.98	7559640
Bassin de désinfection	1	76.5	28.98	105,48	1898640
Epaississeur	1	17.7	12.72	30,42	547560
Digesteur	1	31.2	21.68	52,88	951840
Lit de séchage	13	624	109.2	733,2	13197600

Donc le coût total du béton armé est $C_{t_{ba}} = 32730120 \text{ DA}$

VI.3.1.3. Coût totale du génie civil : [18]

Le coût total du génie civil est la somme des deux coûts calculer précédemment :

$$C_{gc} = C_t + C_{t_{ba}} \dots\dots\dots(VI.7)$$

$$C_{gc} = 257084 + 32730120 = 32987204 \text{ DA}$$

VI.3.1.4. Coût des VRD :

Le coût des VRD est estimé à 25% du coût du génie civil donc :

$$C_{VRD} = 0,25 \cdot C_{gc} \dots\dots\dots(VI.8)$$

$$C_{VRD} = 0,25 \cdot 32987204 = 8246801 \text{ DA}$$

VI.3.1.5. Coût des équipements électromécanique et électriques et des installations hydromécaniques :

$$C_{\text{éq}} = 0,4 (C_{gc} + C_{VRD}) \dots\dots\dots(VI.9)$$

$$C_{\text{éq}} = 0,4 (32987204 + 8246801) = 16493602 \text{ DA}$$

VI.3.1.6. Coût total des investissements de la station :

$$C_{ti} = C_{gc} + C_{VRD} + C_{\text{éq}} \dots\dots\dots(VI.10)$$

$$C_{ti} = 57727607 \text{ DA}$$

VI.3.2. Coût de fonctionnement : [18]**VI.3.2.1 Le coût de main d'œuvre :**

Le coût de main d'œuvre est estimé à 5% du coût d'investissement

$$C_{mo} = 0,05 \cdot C_{ti} \dots\dots\dots(VI.11)$$

$$C_{mo} = 0,05 \cdot 57727607 = 2886380,35 \text{ DA}$$

VI.3.2.2. Le coût de l'énergie (consommation électrique) :

Les frais d'énergie sont calculés par l'expression suivante :

$$C_e' = P_u \cdot E_c$$

P_u : prix unitaire du Kwh, $P_u = 4,18 \text{ DA}$

E_c : énergie totale consommée (Kwh), E_c est estimé à $1,7 \text{ Kwh/m}^3$

$$C_e = Q \cdot C_e' = Q \cdot P_u \cdot E_c \dots\dots\dots(VI.12)$$

Q : le débit annuel qui sera traité en l'an 2025 qui est égale à $12231,66 \text{ m}^3/\text{j}$

$$C_e = 12231,66 \cdot 365 \cdot 4,18 \cdot 1,7 = 31\,725\,134,23 \text{ DA/an}$$

VI.3.2.3. Le coût des réactifs chimiques : [18]

Le prix de m³ d'eau de javel est de 2958,23 DA/m³

Le prix de m³ de chlore est de 12412,27 DA/m³

Calculons le prix annuel du chlore :

La masse annuelle : MA = 61.16. 365 = 22323.4 Kg/an = 22.32 T/an

Le coût annuel est de : **Caj = MA. Pu**

Caj = 22.32 . 12412,27 = **277084.07 DA/an**

Calculons le prix annuel de l'hypochlorite « NACLO »

$$\mathbf{Cah = Va . Pu \dots\dots\dots(VI.13)}$$

Cah = 175.2 . 2958,23 = **518 281.90 DA/an**

VI.3.2.4. Le coût de renouvellement du matériel électromécanique :

Il est estimé à :

$$\mathbf{Crm = 0.05 . C_{ti} \dots\dots\dots(VI.14)}$$

Crm = 0,05. 57727607 = **2886380.35 DA**

VI.3.2.5. Le coût des frais financiers :

Il est estimé à :

$$\mathbf{Cff = 0.05 . C_{ti} \dots\dots\dots(VI.15)}$$

Cff = 0,05. 57727607 **Cff = 2886380.35 DA**

VI.3.2.6. Le coût de fonctionnement total :

$$\mathbf{Cft = Cmo + Ce + Caj + Crm + Cff \dots\dots\dots(VI.16)}$$

Cft = 31725134.23 + 277084.07 + (2886380.35 . 3) **Cft = 40661359,4DA**

VI.3.3. Calcul du prix du m³ d'eau traitée :

Le volume total annuel d'eau traité en l'an 2025 est de :

Va = 365. 12231.66 = 4464555.9 m³/an

Le coût d'amortissement annuel

$$\mathbf{Caa = C_{ti} / t \dots\dots\dots(VI.17)}$$

t : durée d'amortissement t = 17 ans [18]

$C_{aa} = 57727607 / 17 = 3395741.59 \text{ DA.}$

VI.3.4. Le coût total de la station :

$$C_{t \text{ st}} = C_{aa} + C_{ft} \dots\dots\dots(VI.18)$$

$$C_{t \text{ st}} = 3395741.59 + 40661359,4 \qquad C_{t \text{ st}} = 44057100.99 \text{ DA}$$

VI.3.5 Le coût de m³ d'eau épurée:

$$C_e = C_{t \text{ st}} / V_a \dots\dots\dots(VI.19)$$

$$C_e = 44057100.99 / 4464555.9 \qquad C_e = 9.87 \text{ DA}$$

VI.3.6 Le coût du m³ d'eau sans les frais d'amortissement :

$$C_e = C_{ft} / V_a \dots\dots\dots(VI.20)$$

$$C_e = 40661359,4 / 4464555.9 \qquad C_e = 9.10 \text{ DA}$$

Total = 98388966,4 DA

VI.4. Coût de la variante à faible charge :**Tableau : VI.3 :** Résultats de la variante à faible charge :

Désignation	Unité	Coûts
Coût d'investissement		
Coût de terrassement	DA	368565.92
Coût total du béton armé	DA	57741676
Coût totale du génie civil	DA	58110241.92
Coût des VRD	DA	14527560.48
Coût des équipements électromécanique et électriques et des installations hydromécaniques	DA	29055120.96
Coût total des investissements de la station	DA	101692923.4
Coût de fonctionnement		
Le coût de main d'œuvre	DA	5084646.17
Le coût de l'énergie	DA/an	31 725 134.23
Le coût des réactifs chimiques	DA/an	518 281.90
Le coût de renouvellement du matériel électromécanique	DA	5084646.17
Le coût des frais financiers	DA	5084646.17
Le coût de fonctionnement total	DA	47497354,64
Calcul du prix du m ³ d'eau traitée	DA	5981936.67
Le coût total de la station	DA	53479291.34
Le coût de m ³ d'eau épurée	DA	11.98
Le coût du m ³ d'eau sans les frais d'amortissement	DA	10.63
Total	DA	149190278

VI.5.**Conclusion :**

La variante de la moyenne charge est la plus économique avec un bon rendement d'épuration, donc nous l'adoptons comme choix définitif.

CHAPITRE VII

CALCUL HYDRAULIQUE

VII.1. Introduction :

Le calcul hydraulique se fait pour le but de dimensionner des différentes ouvrages et les conduites reliant entre eux ainsi les déversoirs d'orages pour assurer le bon fonctionnement de la station du point de vue hydraulique.

VII.2. Le chemin des eaux vers la station :

L'arrivée des eaux à la station d'épuration est comme suit :

Les eaux usées et pluviales sont collectés dans un seul collecteur vers un déversoir.

Pour Cherchell les eaux usées et pluviales sont déversées dans un déversoir d'orage **DV 06**. Ce dernier déverse un débit dans la station de relevage **SR5** ; cette dernière refoule ce débit vers la station d'épuration et le reste sera déversé dans l'oued. La même chose pour Sidi Gillas on trouve un seul déversoir d'orage **DV04** et une station de relevage **SR6**.

VII.2.1. Dimensionnement des déversoirs d'orages :

VII.2.1.1. Pour la ville de Cherchell :

Les données de bases sont :

- débit pluviale = 1.01 m³/s (d'après la DHW de la wilaya de Tipaza)
- débit moyenne usée = 0.11 m³/s
- débit usée pointe en temps de pluie = 0.11 * 3 = 0.33 m³/s. en tient compte de coefficient de dilution.

Donc le collecteur principal va véhiculer à l'avant du déversoir d'orage un débit de l'ordre de:

$$Q_v = Q_{pts} + Q_{pl} \dots\dots\dots \text{VII.1}$$

Avec:

Q_v : Débit véhiculé vers le déversoir d'orage (m³/s).

Q_{pl} : Débit pluvial (m³/s).

Q_{pts} : Débit de pointe en temps de pluie (m³/s).

D'où: $Q_v = 0.33 + 1.01 = 1.34 \text{ m}^3/\text{s}$ **$Q_v = 1.34 \text{ m}^3/\text{s}$**

VII.2.1.1.1. A l'amont du déversoir :

On calcul le diamètre du collecteur qui véhiculera le débit d'eau total en 2036 :

$Q_v = 1.34 \text{ m}^3/\text{s}$

$I = 1\%$

Et d'après l'abaque de Basin (01)

$D_e = 1000 \text{ mm}$ (diamètre a l'entrer du déversoir)

$Q_{ps} = 1.72 \text{ m}^3/\text{s}$ (débit a pleine section)

$V_{ps} = 2,12 \text{ m/s}$ (vitesse a pleine section)

Et d'après l'abaque de Bazin (02)

➤ Rapport des débits :

$$r_Q = Q_v / Q_{ps} \dots\dots\dots \text{VII.2}$$

$r_Q = 1,34 / 1.72 = 0,80$

➤ Hauteur de remplissage :

$$rH = He/De.....VII.3$$

$$rH = 0,66 \Rightarrow He = 0,66. 1000 = 660\text{mm}$$

➤ Rapport des vitesses :

$$rV = V/Vps.....VII.4$$

$$rV = 1.11 \Rightarrow V = 1,11. 2,12 = 2,35 \text{ m/s (rapport des vitesses)}$$

VII.2.1.1.2. A l'aval du déversoir :

$$Q_{pte} = 0,33 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 1\%$$

D'après l'abaque de Bazin (01)

$$D_s = 500 \text{ mm}$$

$$Q_{ps} = 0,34 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{ps} = 1.75 \text{ m/s}$$

Et d'après l'autre abaque (02)

$$rQ = 0,96; \quad rH = 0,77; \quad rV = 1,13;$$

$$H_s = 0,77 * 500 = 385\text{mm}$$

Le débit déversé par le déversoir d'orage est :

$$Q_d = Q_v - Q_{pte}VII.5$$

$$Q_d = 1,34 - 0,33$$

$$Q_d = 1.01 \text{ m}^3/\text{s}$$

VII.2.1.1.3. Dimensionnement du déversoir d'orage:

La hauteur d'entrée $He = 660\text{m}$ La hauteur de sortie $Hs = 385\text{mm}$

➤ La lame d'eau déversée :

$$H_d = (He - Hs) / 2.....VII.6$$

$$H_d = (660-385) / 2 = 137.5\text{mm}$$

$$H_d = 137.5\text{mm}$$

➤ La largeur du seuil déversant sera :

$$b = (3 * Q_d) / 2m(2g)^{1/2} H_d^{3/2}.....VII.7$$

Avec :

m : coefficient de débit dépend de la forme du seuil et varie également suivant la hauteur de la lame d'eau déversée pour les crêtes minces $m = 0,6$

g : L'accélération de la pesanteur m^2/s

$$b = (3 * 1.01) / 2 * 0,6 * (2 * 9,81)^{1/2} * 0,1373^{3/2} = 11 \text{ m}$$

$$b = 11\text{m}$$

VII.2.1.2. Pour la ville de Sidi Ghilas :

Les données de bases sont :

- débit pluviale = 0.9 m³/s (d'après la DHW de la wilaya de Tipaza)
- débit moyenne usée = 0.034 m³/s
- -débit usée pointe en temps de pluie = 0.034 * 3 = 0.102 m³/s. en tient compte de coefficient de dilution.

Donc le collecteur principal va véhiculer à l'avant du déversoir d'orage un débit de l'ordre de:

Donc : $Q_v = 1.002 \text{ m}^3/\text{s}$

VII.2.1.2.1. A l'amont du déversoir :

On calcul le diamètre du collecteur qui véhiculera le débit d'eau total en 2036 :

$$Q_v = 1.002 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 1\%$$

Et d'après l'abaque de Basin (01)

$D_e = 850 \text{ mm}$ (diamètre a l'entrer du déversoir)

$Q_{ps} = 1.06 \text{ m}^3/\text{s}$ (débit a pleine section)

$V_{ps} = 1.85 \text{ m/s}$ (vitesse a pleine section)

Et d'après l'abaque de Bazin (02)

$rQ = Q_v/Q_{ps} = 1,002/1.06 = 0,94$ (rapport des débits)

$rH = H_e/D_e = 0,75 \Rightarrow H_e = 0,75 \cdot 850 = 637.5 \text{ mm}$ (hauteur de remplissage)

$rV = V/V_{ps} = 1.13 \Rightarrow V = 1,13 \cdot 1.85 = 2,09 \text{ m/s}$ (rapport des vitesses)

VII.2.1.2.2. A l'aval du déversoir :

$$Q_{pte} = 0,102 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 1\%$$

D'après l'abaque de Bazin (01)

$D_s = 350 \text{ mm}$

$Q_{ps} = 0,11 \text{ m}^3/\text{s}$

$V_{ps} = 1.37 \text{ m/s}$

Et d'après l'autre abaque (02)

$rQ = 0,94$; $rH = 0,75$; $rV = 1,13$;

$H_s = 0,75 \cdot 350 = 262.5 \text{ mm}$

Le débit diverse par le déversoir d'orage est : $Q_d = Q_v - Q_{pte} = 1,002 - 0,102$

$$Q_d = 0.9 \text{ m}^3/\text{s}$$

VII.2.1.2.3. Dimensionnement du déversoir d'orage:

- La hauteur d'entrée $H_e = 637.5 \text{ m}$
- La hauteur de sortie $H_s = 262.5 \text{ mm}$

Donc : $H_d = 187.5 \text{ mm}$

$b = 6.5 \text{ m}$

VII.2.2. Station de relevage :

On a deux stations à dimensionner SR5 et SR6 .ces stations refoulent les eaux usées vers la station d'épuration dans deux conduites différentes.

VII.2.2.1. Station SR5 :

➤ **Le volume du bassin :**

Pour le dimensionnement du bassin d'aspiration on utilise le débit de pointe en temps de pluie de l'horizon 2025. Donc il faut calculer le volume de bassin :

$$V = t \cdot Q_{pt} / 4 \cdot n \dots\dots\dots \text{VII.8}$$

Q_{pt} : Le débit de pointe par temps de pluie (m^3/s). $Q_{pte}=0.33m^3/s$

t : L'intervalle entre deux démarrages successifs de la pompe qui varie (6-15) mn.

n : Nombre de pompe. On prend $n=1$ pompes avec une pompe de secours.

$$V = (15 \cdot 0,33 \cdot 60) / 4 \cdot 3 \qquad \qquad \qquad V = 74.25 m^3$$

$$S = V/h \dots\dots\dots \text{VII.9}$$

$$S = 74.25/3 = 25 m^2 \qquad \qquad \qquad S = 8.25 m^2$$

$$S = L \cdot B \text{ et } L = 2 \cdot B \dots\dots\dots \text{VII.10}$$

Donc : $L = 7m$ et $B = 3.5m$

➤ **Calcul du diamètre de la conduite de refoulement :**

Pour le calcul du diamètre de la conduite de refoulement vers l'ouvrage d'entrée le dégrilleur sera calculé par la formule de Bonin :

$$D_{eco} = \sqrt[3]{Q_{pt}} \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{VII.11}$$

$$Q_{pt} = 0,33 m^3/s \Rightarrow D_{eco} = 0,69 m$$

Donc le diamètre normalisé est : $D = 630mm$

La vitesse d'écoulement est :

$$V = 4 \cdot Q / \pi \cdot D^2 \dots\dots\dots \text{VII.12}$$

$$V = 1.05 m/s$$

➤ **Choix de la pompe :**

On a $Q_{pte}=0.33m^3/s$

$$H_{mt} = H_g + H + P_{exh} \dots\dots\dots \text{VII.13}$$

Avec :

Hg : Hauteur géométrique

H : Perte de charge

Pexh : pression a l'exhaure Pexh= (1 ; 1,5) m

$$H_g = h_2 - h_1 \dots\dots\dots VII.14$$

Avec :

Hg : Hauteur géométrique

h₁ : cote au niveau de la bache de réception.

h₂ : cote au niveau de l'ouvrage d'entrée (dégrilleur).

$$H_g = 36.30 - 2.8 = 33.5m$$

$$H_g = 33.5m$$

Nous avons choisi le PEHD (Polyéthylène à haute densité), comme matériau pour notre conduite car il présente une bonne caractéristique du point de vue dureté, étanchéité et résistance à la corrosion et faible rugosité

Tableau VII.1 : Les valeurs de K, m et β : [19]

Tuyau	K	M	β
Acier	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Fonte	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Amiante ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,774	1,77

Dans notre projet on a opté pour le PEHD, donc on prend :

K=0,001052 ;

m=4,774 ;

β=1,77.

L'expression de perte de charge s'écrit :

$$\Delta H = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \dots\dots\dots VII.15$$

K : coefficient de perte de charge (K=0,001052)

Q : débit pompé qui est de 0,33 m³/s

L : longueur de la conduite qui est de 3215m.l

D : diamètre de la conduite 630 mm

β : coefficient dépendant du régime d'écoulement

β = 1,77 pour le régime turbulent rugueux.

m : coefficient dépendant du type de matériau de la conduite (m=4,774)

Donc :

$$H = 0,001052 * 3215 * 0.33^{1.77} / 0.630^{4.774} = 4.31m$$

$$H = 4.31m$$

$$HMT = 33.5 + 4.31 + 1.2 = 39.01m$$

$$HMT = 39.01m$$

➤ **Choix de la pompe :**

On utilise des pompes d'assainissement pour le relevage des eaux usées du puisard vers l'ouvrage d'entrée. Donc pour choisir le type de pompe on utilise le catalogue de **KSB**

Tableau VII.2 : Caractéristiques de la pompe choisie :

Variante	N	$Q_{cal} = Q_f / n$ (m ³ /h)	HMT (m)	Pompe choisie	η (%)	Nombre de tours (tr/min)	P_{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	1	1188	39.01	Sewetec k 250-630G3H	81.6	805	146	4.15

VII.2.2.2. Station SR6 :

On calcul avec la même méthode précédente :

Tableau VII.3 : les paramètres de la station de relevage SR6 :

Q_{pte} (m ³ /s)	$N_{normalisé}$ (m)	V (m ³)	H _g (m)	H (m)	HMT (m)	$L_{refoulement}$ (ml)
0.102	315	24.48	32.8	7.13	41.13	2568

Tableau VII.4 : Caractéristiques de la pompe choisie :

Variante	N	$Q_{cal} = Q_f / n$ (m ³ /h)	HMT (m)	Pompe choisie	η (%)	Nombre de tours (tr/min)	P_{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	1	367.2	41.13	AmarexKRT K150-401/804XNG-D	78.4	1450	52.4	4.93

Remarque :

On prend une pompe de secours pour les deux stations de relevage.

VII.3 Profil hydraulique :

Le profil hydraulique consiste à calculer les différents niveaux d'eau le long de la chaîne de traitement, puis relier ces niveaux par une ligne appelée (ligne piézométrique).

Tableau VII.5 : Cotes du terrain naturel des zones d'implantation des ouvrages :

Désignation des ouvrages	Cotes du terrain naturel (m)
Dégrilleur	34.30
Répartiteur1	34.20
déssableur	34
Répartiteur2	33.90
Décanteur primaire	33.5
Bassin d'aération	33.10
Répartiteur3	33
clarificateur	32.75
Bassin désinfection	32

VII.3.1. Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages :

Dans notre cas nous avons choisi le PEHD, comme matériau qui présente aussi une bonne caractéristique de point de vue dureté, étanchéité et résistance à la corrosion et faible rugosité. L'expression de perte de charge est exprimée par la formule de DARCY WEISBACH :

$$\Delta H_T = \frac{K * L * Q^5}{D^m} = C_{pA} - C_{pB} \dots\dots\dots \text{VII.16}$$

Avec:

- K : coefficient de perte de charge ;
- Q : débit en m³/s ;(Q=0,399m³/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.

VII.3.1.1. Diamètre :

D'après la formule (V-12) le diamètre est donné par cette formule si dessous.

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^5}{(C_{pA} - C_{pB})}} \dots\dots\dots \text{VII.17}$$

VII.3.1.2. Longueurs des conduites :

Pour les calculs des longueurs ; ils utilisent les longueurs équivalentes pour tenir compte des pertes de charges singulières.

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 dans le tableau ci-après :

Tableau VII.6 : Longueurs réelles des conduites entre les ouvrages de la STEP :

Désignation des ouvrages	L _{réelle} (m)
Dégrilleur-répartiteur1	4.40
Répartiteur1-déssableur	12.85
Déssableur-répartiteur2	10.70
Répartiteur2-décanteur primaire	23.25
Décanteur primaire-bassin d'aération	28.5
Bassin d'aération-répartiteur3	11
Répartiteur3-clarificateur	11.40
Clarificateur-bassin désinfection	28.60
Bassin désinfection	32

VII.3.1.3. Calculs des cotes piézométriques des différents ouvrages :

On calcule les cotes piézométriques d'après l'équation de BERNOULLI donnée par :

$$P_1/W + V_1^2/2g + Z_1 = P_2/W + V_2^2/2g + Z_2 + H_{1-2}.....VII.18$$

P_1/W et P_2/W : énergies de pression dans les sections (1) et (2).

$V_1/2g$ et $V_2/2g$: énergies cinétiques en (1) et (2).

Z_2 et Z_1 : cotes des points (1) et (2).

H_{1-2} : pertes de charges dans le tronçon (1-2)

La variation de vitesse est très faible, donc les énergies cinétiques peuvent être éliminées il vient :

$$P_1/W + Z_1 = P_2/W + Z_2 + H_{1-2}$$

On pose : $P_1/W = H_1$ et $P_2/W = H_2$

Donc on aura : $H_1 + Z_1 = H_2 + Z_2 + H_{1-2}$

$Cp_1 = H_1 + Z_1$: cote piézométrique au point (1).

$Cp_2 = H_2 + Z_2$: cote piézométrique au point (2).

$Cp_1' = Cp_2 + H_{1-2}$

VI.3.1.4. Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages et les cotes piézométriques

Conduite dégrilleur –répartiteur1 (A-B)

On a:

Côte du radier du dégrilleur (A) : 36.30m ;

Hauteur d'eau :0.6 m

D'où : $Cp_A = 36.9m$

Côte du radier du répartiteur1 (B) : 33.20m ;

Hauteur d'eau : 0.6 m

D'où : C_{PB} : 34.80m

L=4.4 m

* **Diamètre :**

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^S}{(C_{PA} - C_{PB})}} \dots\dots\dots \text{VII.19}$$

$$D = 4.774 (0.001052 * 4.4 * 0.424^{1.77}) / (36.9 - 34.80) = 0.186m \quad \mathbf{D=250mm}$$

▪ **Cote piézométrique :**

D'où on aura :

$$C_{PB}' = C_{PA}' - \frac{K * L * Q^S}{D^m} \dots\dots\dots \text{VII.20}$$

$$\mathbf{C_{PB}' = 36.14m}$$

▪ **pour les autres conduites :**

Le calcul se fera de la même façon que pour la conduite entre le dégrilleur et le répartiteur.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VII.7 : récapitulatif des résultats de profile hydraulique :

désignations	Cote du terrain(m)	Cote du radier(m)	Hauteur d'eau(m)	Cote piézométrique(m)	L(m)	D(mm)
dégrilleur	34.30	36.30	0.60	36.9	3.25	250
Répartiteur1	34.20	33.20	0.60	36.40		
déssableur	34.00	33.00	1.00	35.73	10.60	315
Répartiteur2	33.90	32.90	0.60	35.25	8.50	315
Décanteur primaire	33.50	31.50	2.00	34.88	22.05	315
Bassin d'aération	33.10	30.00	3.50	34.40	28.5	315
Répartiteur3	33.00	29.50	0.60	33.93	9.25	250
clarificateur	32.75	29.00	4.00	33.75	9.75	400
Bassin désinfection	32.00	28.90	3.00	33.23	28.60	400

VII.4. dimensionnement d un répartiteur : [20]

La répartition du débit en deux s'effectue à l'aide d'un ouvrage de répartition. Cet ouvrage est conçu comme suit :

- A l'entrée, un élargissement du canal favorise un écoulement lamellaire de l'effluent ;
- Une cloison siphonide d'une largeur de 2m permet la tranquillisation de l'écoulement ;
- A une distance de 1m une paroi de 0.2m d'épaisseur répartit le canal en deux parties de 0.8 m de largeur permettant ainsi la répartition du débit en deux;
- A la sortie, deux conduites de même diamètre assurent l'acheminement des débits jusqu'aux deux premières lagunes d'aération.

Puisque les bassins d'aérations sont tous de mêmes dimensions, le débit est divisé carrément en deux $Q_{dev} = Q/2 = 0.424 / 2$ $Q_{dev} = 0.212 \text{ m}^3/\text{s}$

La hauteur d'eau au passage par les sous canaux est de 0.64m ; donc on opte pour une paroi de 1m de hauteur $h_p = 1\text{m}$.

Les différentes dimensions de l'ouvrage sont représentées dans les figures VII.1 et VII.2

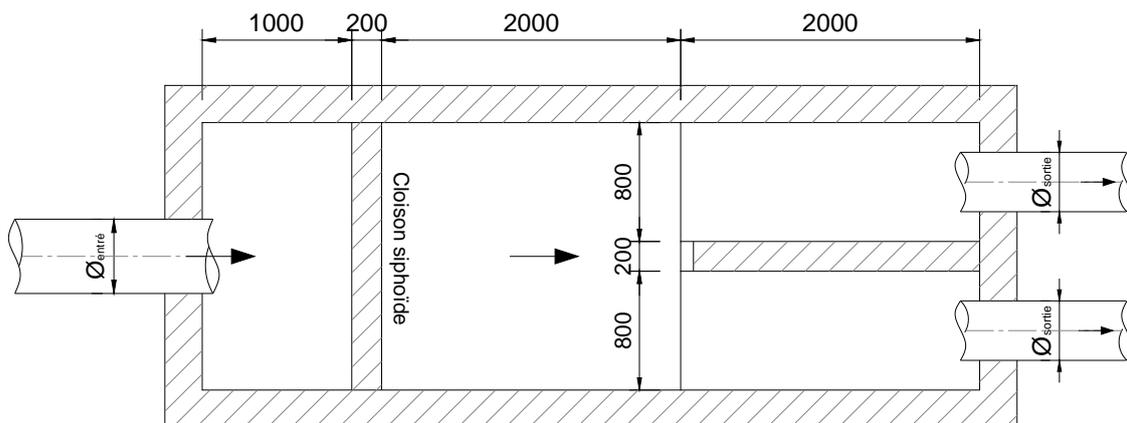


Figure VII.1 Vue en plan du répartiteur principal

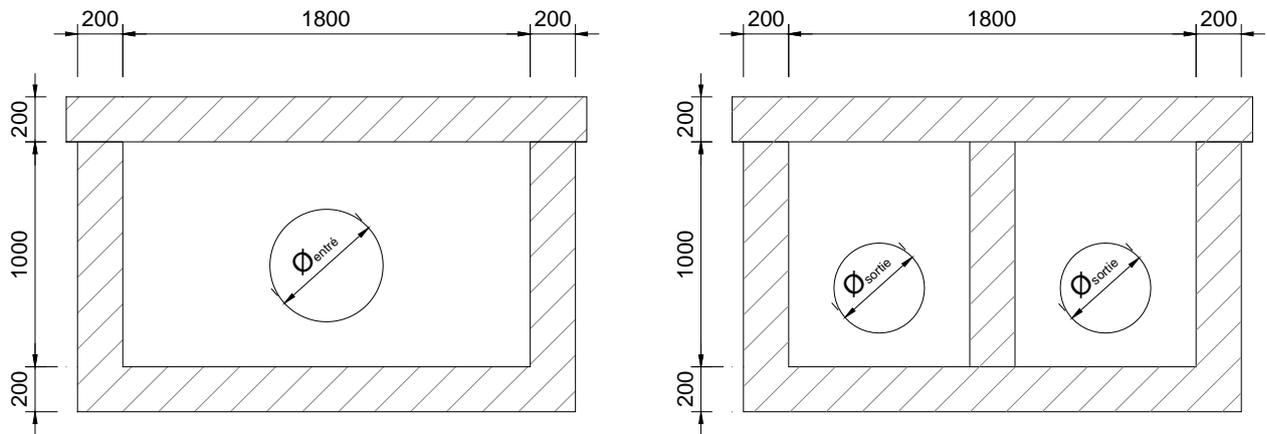


Figure VII.2 Vues de face du répartiteur principal

VII.5.Conclusion :

Il faut utiliser les résultats exacts trouvés dans ce chapitre. Pour assuré le bon fonctionnement de notre station d'épuration.

CONCLUSION GENERALE

Au terme de ce travail on a montré que l'implantation d'une station d'épuration est une nécessité pour protéger le milieu récepteur qui est une zone touristique très importante soit à l'échelle local ou nationale.

Notre station d'épuration fonctionne à boues activées, car il nécessite des surfaces plus réduites et assure une meilleure qualité de l'effluent rejeté avec de bon rendement épuratoire. Ajoutant à cela la possibilité d'utiliser la boue produite comme engrais dans l'agriculture.

Pour le choix de la variante on a opté pour la moyenne charge à cause de la qualité de l'effluent et la taille de l'agglomération en plus de ça c'est la variante la plus économique.

Et comme toutes les stations à boues activées ; les boues de notre station sont soumis à une chaîne de traitement qui peuvent être utilisées dans l'agriculture du fait de leur composition et richesse en matière fertilisantes.

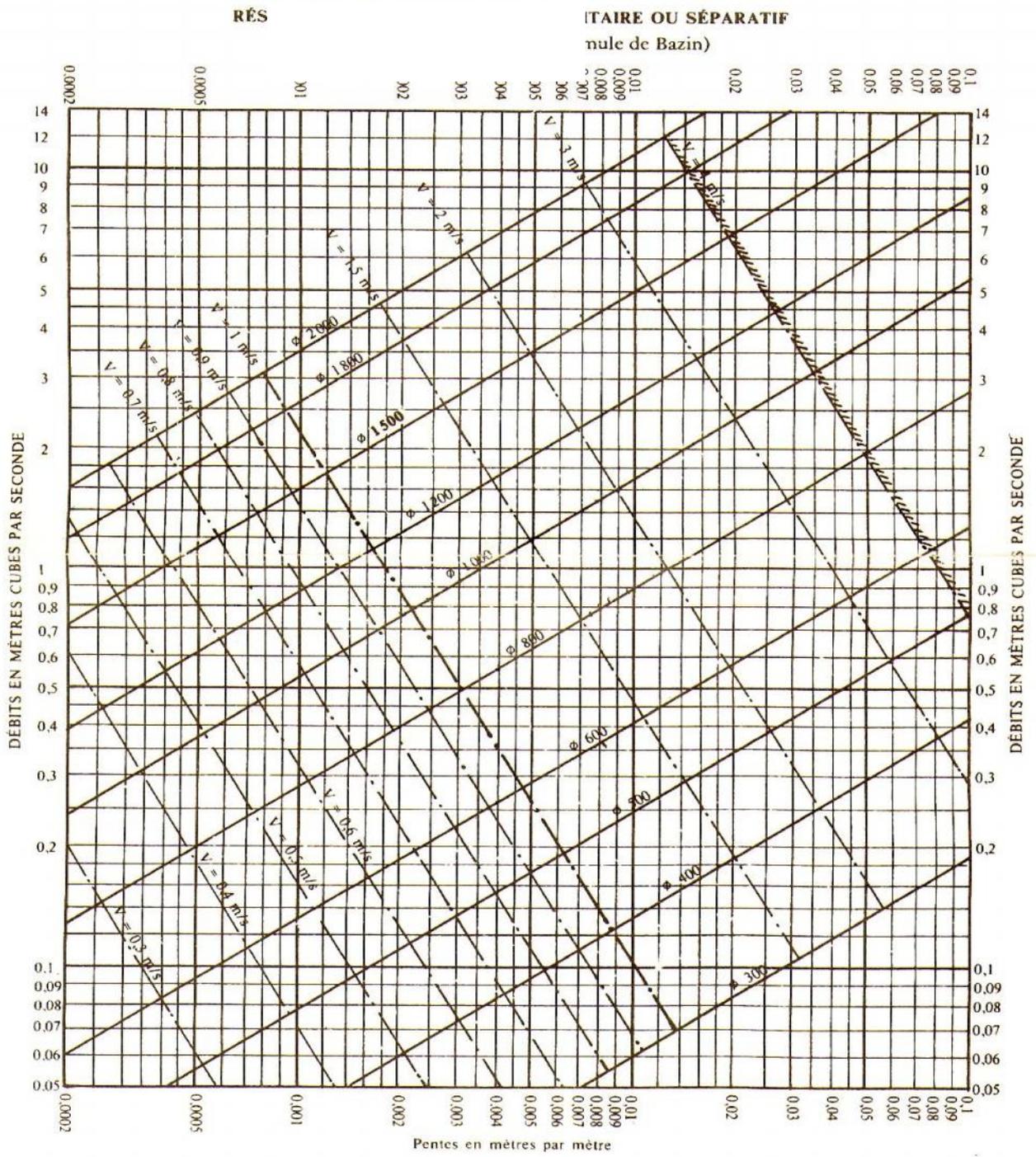
En fin je souhaite que mon étude à englober toutes les points essentiels pour le dimensionnement de la station d'épuration de la région de Cherchell et Sidi Ghilas et qui peut servir comme document de sensibilisation des responsables locaux de la région, sur les problèmes divers engendrés par la pollution des eaux.

Références Bibliographiques

- [1] **Eckenfelder W.W** ; 1982 Gestion des eaux usées urbaines et industrielles : caractérisation-techniques d'épuration- Aspects économiques.-Paris : technique et documentation, Lavoisier,- 503p.
- [2] **Gaid** ; 1987Epuración biologique des eaux usées urbaine : T.1.- Alger : OPU, 261p.
- [3] **Degrémont**, 2005 Mémonto technique de l'eau : T. 1.- 10^e ed.- Paris : Degrémont.785p.
- [4] **Gaid A** ; 1987 Epuration biologique des eaux usées urbaine : T.2.- Alger : OPU.261p.
- [5] **Nicolas B** ; 2012 : traitement biologique des eaux usées, INRA-Laboratoire de biotechnologie de l'environnement.20p.
- [6] **Becharc J.P, Boutin P, Mercier B** ; 1987 traitement des eaux usées.- 2^e. ed.- Paris : Eyrolles. 281p.
- [7] **Gommella C, Guerree H** ; 1986 Guide de l'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales : la collecte.- Paris : Eyrolles. 239p.
- [8] **Safewater** : site de safewater projet [en ligne] .<http://w.w.w.safewater.org/projet> .
- [9] **Cemagref P.D** ; 1990 Les systèmes de traitement des boues des stations d'épuration des petites collectivités : la collecte.- Paris.
- [10] **Duchene P** ; 1991 les systèmes de traitement des boues des stations d'épuration des petites collectivités.- Paris : Lavoisier.88p.
- [11] **Divet H, Schulhor P** ; 1980 traitement des eaux.- Paris : presses universitaires de France-(que sais-je ?).128p.
- [12] **Merdoud M** ; 2003 Conception de la STEP de l'UNAJUC de Boufarik (W.Blida).mémoire d'ingénieur d'état en hydraulique ENSH Blida
- [13] **Edward E, Baruth**; 1990 Water Treatment plant desein. - 4^e ed. -Paris: McGraw- Hill, multipagination.
- [14] **Satin M, Selmi B** ; 1990 Guide technique de l'assainissement.-2^e ed.- Paris : Moniteur. 680p.

- [15] **Monchy H** ; 1974 mémento d'assainissement : mise en service, entretien et exploitation des ouvrages d'assainissement.- 2^e ed.- Paris : Eyrolles.125p.
- [16] **Satin M, Selmi B** ; 1999 Guide technique de l'assainissement.-3^e ed.- Paris : Moniteur. 726p.
- [17] **Cardot C** ; 1999 Les traitements de l'eau : procédés physico-chimiques et biologiques, cours et problèmes résolus.-Paris : ellipses.247 p.
- [18] **Abdelli M** ; 2011conception de la station d'épuration de la ville d'EL ATTAF (W.Ain Defla). Mémoire d'ingénieur d'état en hydraulique ENSH Blida Algérie.
- [19] **Nekah I** ; 2012 dimensionnement de la station d'épuration de la ville de Ouadhia (W.Tizi-Ozou). Mémoire d'ingénieur d'état en hydraulique ENSH Blida Algérie.105p.
- [20] **Khen A** ; 2013 dimensionnement de la station d'épuration de la ville de Barriane (W.Ghardia). Mémoire d'ingénieur d'état en hydraulique ENSH Blida Algérie.

ANNEXE

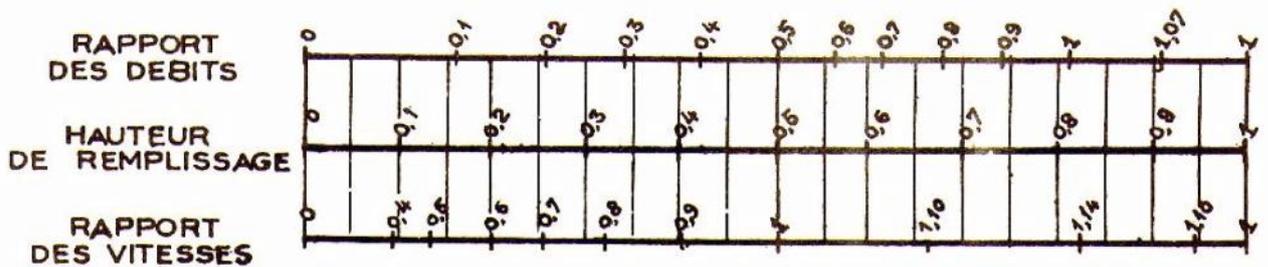


Annex1

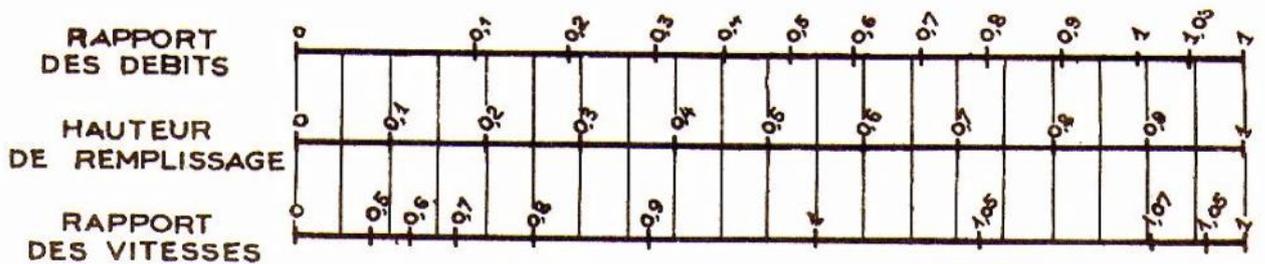
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux 3/10, le débit est les 2/10 du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les 78/100 de la vitesse correspondant au débit à pleine section

Annexe 2