

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ASSAINISSEMENT

THEME DU PROJET:

**CONCEPTION DE LA STATION D'EPURATION DE LA
VILLE DE BENI SLIMANE (W.MEDEA)**

PRESENTE PAR:

M^r: KADI Ridha

I

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r : KAHLERRAS Djillali	M.C.B	Président
M ^r : HEBBOUCHE Abdelhamid	M.A.A	Membre
M ^{me} : KADI Latifa	M.A.A	Membre
M ^{me} : HAOULI Samia	M.A.A	Membre
M ^{me} : TAFAT LEILA	M.A.A	Promotrice

JUIN - 2016

REMERCIEMENTS

J'aimerais exprimer ma gratitude pour la patience, le soutien et l'aide qu'a pu m'apporter ma promotrice M^{me}: TAFAT. Ainsi que sa disponibilité tout le long de l'élaboration de ce travail.

Notre gratitude aux gens de la direction de l'hydraulique (DRE MEDEA)

A tout le corps enseignant et personnel de L'ENSH qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Mon respect aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier mon travail.

Dédicace



Je dédie ce travail :



Je dédie ce travail à celle qui m'a donné la vie, A...

*Mes parents qui me sont les plus chers au monde, dont l'amour et
Les sacrifices n'ont pas cessé de combler ma vie.*



Merci mes parents.

*Ma sœur: NASSIMA et son mari MOHAND respectivement qui m'ont
encouragé et aidé durant la préparation de ce mémoire.*



Mon dédicace va également à ma promotrice Mme TAFAT et leur famille.



*Je dédie également ce travail à tous la PROMO 2015/2016, ainsi que tous les
étudiants de ENSH*



ملخص

عملنا الحالي يقتضي إقامة محطة لتنظيف المياه المستعملة في مدينة بنى سليمان بولاية المدية و هذا بهدف المحافظة على الوسط الطبيعي وحماية الصحة العمومية و أيضا لأجل إعادة استعمال هذه المياه في سقي الأراضي الفلاحية .
تتضمن مذكرتنا هذه دراسة تقنية مفصلة لتجسيد المحطة بقدرة استيعاب متوسطة و ضئيلة على مرحلتين :
-الأولى تتمثل في معالجة المياه المستعملة بقدرة إستيعاب 42079 نسمة في أفق 2030.
-أما الثانية فتتعلق بتوسيع المحطة من أجل ضمان رفع قدرة الإستيعاب إلى 53414 نسمة في أفق 2045.

RESUME

Notre travail est une étude consistante pour la réalisation d'une station d'épuration des eaux usées domestiques de la ville de BENI SLIMANE wilaya de MEDEA,et cela dans le but de préserver le milieu naturel et protéger la santé publique en premier lieu et en second lieu en vue de réutiliser ces eaux épurées dans l'irrigation.

Dans notre mémoire, nous avons dimensionné la station d'épuration des eaux usées par boues activées à moyenne charge et à faible charge pour deux horizons, à savoir le premier horizon permettra de traiter la pollution de 42079 équivalant habitant en 2030, puis le deuxième horizon (extension) qui correspond à une augmentation de la capacité initiale de la station soit de 5341 équivalant habitant en 2045.

abstrat

Our present work consist, in realising a water purification plant in the city of BENI SLIMANE,MEDEA in the way to preserve the natural circle and protect the public health, in the first place and in the second place to reuse water purficed in irrigation.

In this work, we will size the wastewater treatment plant by activated sludge with two variants: average charge and weak charge.This station is made in two phases. The first phase will permit to treat pollution caused by the population of 42079 inhabitants in 2030. The second phase consists of extension workshops which correspond to an increase of the initial capacity of the station to 53414 equivalent inhabitants in 2045.

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Répartition mensuelle des températures.....	3
Tableau I.2 : Répartition moyennes mensuelles des Vitesses de vent.....	4
Tableau I.3 : Répartition Moyennes mensuelles des évaporations	5
Tableau I.4 : Répartition Moyennes mensuelles d'humidité	6
Tableau I.5 : Répartition Moyennes mensuelles des précipitations	7
Tableau I.6 : Population actuelle et future de la ville de BENI SLIMANE	8
Tableau I.7 : Inventaire des équipements de la ville de BENI SLIMANE	8
Tableau I.8 : Inventaire des superficies agricoles de la ville de BENI SLIMANE.....	10
Tableau I.9 : Inventaire des forages de la ville de BENI SLIMANE.....	10
Tableau I.10 : Ouvrages de stockages de la ville BENI SLIMANE.....	11
Tableau II.1 : Coefficient de biodégradabilité	17
Tableau II.2 : Les normes de rejet des eaux usées en Algérie.....	19
Tableau II.3 : Types de grilles en fonction de l'espacement entre les barreaux	21
Tableau II.4 : Avantages et inconvénients des procédés extensif.....	31
Tableau II.5 : Avantages et inconvénients des procédés intensifs.....	35
Tableau III.1 : classement des procédés par boues activées.	43
Tableau III.2 : Avantages et inconvénients des différents procédés.	44
Tableau IV.1 : Charge polluantes de la future station de BENI SLIMANE	51
Tableau IV.2 : tableau récapitulatif des charges hydrauliques et des charges polluantes	52
Tableau IV.3 : Espacement et épaisseur des barreaux.....	53
Tableau IV.4 : Résultats du dimensionnement des grilles	56
Tableau IV.5 : Dimensions du déssableur-déshuileur	60
Tableau IV.6 : Les valeurs de la vitesse limite en fonction de Q_{moy}	61
Tableau IV.7 : récapitulatif des résultats des calculs du décanteur primaire	63
Tableau IV.8 : Charge massique en fonction de a'	65
Tableau IV.9 : Tableau récapitulatif des résultats pour la variante à moyenne charge	71
Tableau IV.10 : Tableau de dimensionne du bassin de désinfection pour les deux horizons.....	74
Tableau IV.11 : Tableau récapitulatif de traitement des boues à moyenne charge.....	79

Tableau IV.12 : Les résultats pour les deux horizons 2030 et 2045 variante à faible charge	84.
Tableau V.13 : Tableau récapitulatif des résultats de la variante à faible charge.....	88
Tableau V.1 : Cotes du terrain naturel des différents ouvrages de la station.....	93
Tableau V.2 : Longueurs des conduites entre les ouvrages de la STEP.....	93
Tableau V.3 : Récapitulatif des résultats.	96
Tableau VI. 1 : Coût de terrassement (moyenne charge).....	112
Tableau VI.2 : Coût du béton armé.....	113
Tableau VI. 1 : Coût de terrassement (faible charge).....	115
Tableau VI.2 : Coût du béton armé.....	116

LISTE DES FIGURES

Figure I.1: situation administrative de la ville de BENI SLIMANE.....	1
Figure I.2: Répartition mensuelle des températures.....	3
Figure I.3 : Répartition moyennes mensuelles des Vitesses de vent.....	4
Figure I.4 : Répartition Moyennes mensuelles des évaporations.....	5
Figure I.5 : Répartition Moyennes mensuelles d’humidité	6
Figure I.6 : Répartition Moyennes mensuelles des précipitations.....	7
Figure I.7 : Evolution de la population	8
Figure II.1 : Chaîne de traitement d’une eau usée.....	20
Figure II.2 : les différents procédés de prétraitement	21
Figure II.3 : grille mécanique.....	22
Figure II.4 : dessableurs couloirs	23
Figure (II.5) : dessablage-déshuilage	23
Figure (II.6) : Décanteur cylindro-conique	25
Figure (II.7) : Décanteur circulaire à raclage mécanique	25
Figure (II.8) : Décanteur longitudinal à pont racleur.....	26
Figure (II.9) : Processus de coagulation, floculation et de sédimentation.....	27
Figure (II.10) : lagunage naturel.....	30
Figure (II.11) : Lit bactérien	32
Figure (II.12) : disque biologique	33
Figure (II.13) : schéma du principe d’épuration a boues activées.....	34
Figure (III.1) : schéma d’une station de traitement par boues activées.....	38
Figure (III.2) : différentes phases de l’évolution de la DBO et MVS.....	46

Liste des planches

PLANCHE I :VUE EN PLAN DE LA STATION.

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

PLANCHE III: OUVRAGE DE LA STATION.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.Introduction.....	1
I.2. Présentation de la ville de BENI SLIMANE.....	1
I.2.1. Situation géographique	1
I.2.2. Situation administrative.....	2
I.2.3. Situation topographique.....	2
I.2.4. Situation hydrographique.....	2
I.2.5. Situation géologique.....	3
I.2.6. Situation climatique	3
I.2.6.1. Les températures.....	3
I.2.6.2. Les vents	3
I.2.6.3. L'évaporation	3
I.2.6.4.Humidité relative.....	3
I.2.6.5.Pluviométrie	6
I.2.7. Situation démographique	7
I.3.inventaire des équipements	8
I.4. Etude des agricultures de la région	10
I.5. Situation actuelle de l'alimentation en eau potable	10
I.6. Situation actuelle du réseau d'assainissement	11
I.7. Situation de la décharge publique de la ville BENI SLIMANE	11
I.8. identification des différents rejets de BENI SLIMANE	11
I.9. Choix du site de l'implantation de la station d'épuration	12
I.10. conclusion	13

Chapitre II : Procédés du traitement des eaux usées

II. 1 Introduction	14
II.2. Généralités sur les eaux usées	14
II.2.1. Caractéristiques des eaux usées	14
II.2.1.1 Origine des eaux usées	14
II.2.1.2. Origine de la pollution des eaux usées.....	14
II.2.2. Les paramètre de la pollution.....	15
II.2.2.1. Paramètres physiques	16
II.2.2.2. Les paramètres chimiques	17
II.2.2.3. Les paramètres nutritifs	18
II.2.2.4. Paramètres biologiques	18
II.2.3. Les normes des eaux résiduaires	18
II.3. Définition de l'épuration	19
II.4.Les différents procédés d'épuration	19
II.4.1.procéds physiques	20
II.4.1.1 Prétraitements	21
II.4.1.2 Le dégrillage	21
II.4.1.3.Le dessablage	22
II.4.1.4.Le déshuilage - dégraissage	23
II.4.1.5. Le tamisage	24
II.4.2.Traitement primaire	24
II.4.2.1Les principaux types de décanteurs	25
II.4.3.Traitement secondaire	26
II.4.3.1. Traitement physico chimiques	26

II.4.3.2. traitement biologique	28
II.4.3.2.1. Principe du procédé d'épuration biologique	28
II.4.3.2.2. Les différents procédés d'épuration biologique	29
II.4.3.2.2.1. Procédés extensifs	29
II.4.3.2.2.2. Procèdes intensifs	31
II.4.4. Traitement tertiaire ou complémentaire	35
II.5. Choix de la filière de traitement des eaux	36
II.6. conclusion	36

Chapitre III : Procédés d'épuration par boue activée

III.1. Introduction	37
III.2. Principe de l'épuration par boue activée	37
III.3. Composants d'une unité biologique	37
III.4. Le traitement des boues	38
III.4.1. L'intérêt du traitement des boues	38
III.4.2. Les méthodes de traitement des boues	38
III.4.2.1. Epaissement des boues	38
III.4.2.2. La stabilisation	39
III.4.2.3. La déshydratation	40
III.5. Classement des procédés par boues activées	41
III.6. Choix du procédé d'épuration	43
III.7. L'aération	44
III.7.1. Rôle	44
III.7.2. Les Différents Systèmes D'aération	45
III.8. Evolution de la matière organique en présence d'une masse bactérienne	45
III.9. les facteurs influent sur les boues activées	47
III.10. La recirculation	48
Conclusion	48

Chapitre IV : Dimensionnement des ouvrages

IV.1. Introduction	49
IV.2. Calculs de base pour le dimensionnement	49
IV.2.1. Estimation des débits	49
IV.2.2. Evaluation des charges polluantes	51
IV.3. LES PRETRAITEMENTS	53
IV.3.1. Dégrilleur	53
IV.3.2. Déssableur - dégraisseur	57
IV.3.2.2. Calcul des quantités des matières éliminées par le déssableur	58
IV.4. Traitement primaire	60
IV.4.1. Dimensionnement du décanteur primaire	60
IV.4.2. Calcul de la quantité des boues éliminées	62
IV.5. Traitement secondaire	63
Etude de la variante à moyenne charge	
IV.5.1. Dimensionnement du bassin d'aération	64
IV.5.1.1. Calcul des besoins en oxygène	65
IV.5.1.2. Détermination des caractéristiques de l'aération	66
IV.5.1.3. Bilan des boues	67
IV.6. Décanteur secondaire (clarificateur)	69.

IV.6.1. Dimensionnement du décanteur secondaire (clarificateur).....	69
IV.8. Traitement des boues	72
IV.8.1. Dimensionnement de l'épaississeur	74
V.8.2. Dimensionnement du stabilisateur aérobie.....	75
V.8.3. Dimensionnement des lits de séchage	77
Etude de la variante à faible charge	
IV.9. Dimensionnement du bassin d'aération	80
IV.9.2. Calcul de l'aérateur de surface à installer.....	82
V.10. Dimensionnement du décanteur secondaire (clarificateur)	84
IV.11. Traitement des boues	86
IV.11.1. Dimensionnement de l'épaississeur	86
IV.11.2. Dimensionnement des lits de séchage	87
Conclusion	88

Chapitre V : calcul hydraulique

V.1. Introduction	90
V.2. Déversoir d'orage	90
V.2.1. Détermination du débit déversé vers l'exutoire naturel	90
V.2.2. Calcul du diamètre du collecteur principal	91
V.2.3. Dimensionnement du déversoir d'orage.....	91
V.3. Dimensionnement de la conduite de fuite	92
V.4. Dimensionnement de la conduite By-pass	92
V.5. Profil hydraulique	93
V.5.1. Cotes du terrain naturel des ouvrages	93
V.5.2. Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages	93
V.5.3. Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages et les pertes de charges. 93	
V.5.4. Calculs des cotes piézométriques et cotes de radier des différents ouvrages	94

Chapitre VI : Etude économique

VI.1. Introduction	112
VI.2 Coût de la variante: traitement par boues activées à moyenne charge.....	112
VI.2.1 Coût d'investissement	112
VI.2.2: Coût de fonctionnement.....	114
VI.3. Coût de la variante: Traitement par boues activées à faible charge.....	115

VI.3.1. Coût d'investissement	115
VI.3.2 Coût de fonctionnement	116

Chapitre VII : Gestions et exploitation de la station

VII.1. Introduction	118
VII.2. Les principales phases d'entretien au niveau de la station	118
VII.3. Paramètres à mesurer et à contrôler dans la station	118
VII.4 .Type des ouvrages et leurs entretiens	119
VII.5. Contrôle de fonctionnement.....	119
VII.5.1. Contrôle journalier	119
VII.5.2. Contrôles périodiques	119
VII.6. Entretien des ouvrages	120
VII.7. L'efficacité de la gestion et l'exploitation de la station	122

Depuis toujours, l'eau est indissociable de l'activité humaine, elle représente l'élément le plus important sur notre terre. Ainsi, l'être humain doit mener une lutte tenace contre sa raréfaction et sa pollution.

L'urbanisation qui a conduit la concentration de l'habitation humaine et de l'industrie a entraîné l'agression physique et chimique de l'environnement et une difficulté croissante dans la gestion de nos déchets. L'eau est alors devenue un vrai récepteur de ces déchets.

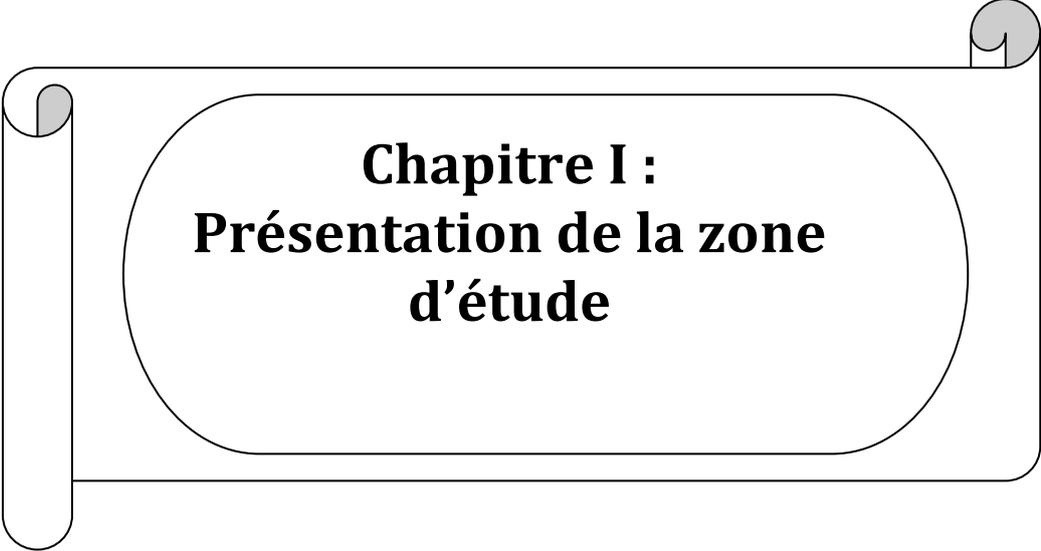
Actuellement, les rejets de la ville de BENI SLIMANE sont déversées directement dans l'oued Belloulou sans subir aucun traitement préalable d'où la nécessité d'installer une station d'épuration.

Donc l'objectif de cette étude vis à dimensionner une unité d'épuration qui traite les eaux usées collectées par un réseau unitaire de la commune de BENI SLIMANE. Celle-ci permettra de ce fait la réutilisation des eaux usées dans l'irrigation.

Afin d'atteindre notre objectif, nous avons divisé notre travail en sept chapitres étroitement liés qui sont:

- Chapitre I : Présentation de la zone d'étude,
- Chapitre II : Procédés de traitement des eaux usées,
- Chapitre III : Procédés d'épuration par boues activées,
- Chapitre IV : Dimensionnement des ouvrages,
- Chapitre V: Calcul hydraulique,
- Chapitre VI : Etude économique
- Chapitre VII : Gestion et exploitation de la station,

Enfin ce projet consistera à choisir le procédé d'épuration le plus adapté et calculer l'ensemble des ouvrages constituant la station et cela avec deux variantes à savoir, faible et moyenne charge pour deux horizon 2030et 2045(extension).



**Chapitre I :
Présentation de la zone
d'étude**

I. Introduction :

L'analyse de l'environnement récepteur nous permettra d'identifier l'état initial des composantes des milieux naturels et humain susceptibles d'être directement ou indirectement affectées par la future station d'épuration de la ville BENI SLIMANE , Dans ce contexte, ce chapitre est consacré à la présentation de la zone d'étude sur le plan géographique, climatologique, topographique , démographique et hydraulique.

I.2. Présentation de la ville de BENI SLIMANE:

I.2.1. Situation géographique :

La commune de BENI SLIMANE est située à l'Est de la ville de MEDEA en Pleine région agricole avec une altitude de 600 à 860 M. l'agglomération chef- lieu est Traversée du Sud -Ouest au Nord -Est par la route nationale N°18 qui relie ce dernier Avec les communes des wilayas de MEDEA et de BOUIRA.

Elle s'étend sur une superficie de 9 300 Ha et se situe au nord de la DAIRA,
Elle est limitée:

- Au Nord: par la commune de SIDI RABIE;
- Au Sud : par la commune de SOUAGUI ;
- A l'Est : par les communes d'EL GUELB KEBIR et BIR BEN ABED;
- A l'Ouest ; par les communes de BOUSKENE et BOUCHRAHIL.



Figure I.1 : Situation administrative de la ville de BENI SLIMANE (Google maps).

I.2.2. Situation administrative:

La commune de béni Slimane s'étend sur une surface de 9 300 Ha dont 91.40% Sont des terres agricoles; 5.91% sont occupées par des forets et les maquis; 0.22% Considérés comme des pacages et parcours.

Elle dispose de 16 fractions dont 06 d'entre elle sont proposées comme Agglomérations secondaires:

- l'agglomération EL KERROUBA
- l'agglomération SOUK EL ARBAA
- l'agglomération SEKHAIRIA
- l'agglomération SIDI EL AKROUT
- l'agglomération AHL ECH CHAABA (BOUFERD)
- OULED ALLEL

I.2.3. Situation topographique:

A une échelle régionale le périmètre de l'ensemble communal constitué ainsi par les terrains quaternaires reposent sur l'aquitaniens et sur la crétacée inférieure, d'une étroite chaîne montagneuse qui longe la partie nord avec une certaine prédominance locale de relief accidenté vers le nord-est.

Le coté Sud-est est limité par le OUED MALAH qui git légèrement plus haut que la vallée d'où son incrustation aux pieds des collines de KEF EL ASFAR, KOUDIET TANNGOUR...etc.

Au sud nous avons l'anticlinorium des Bibans.

Le plus haut sommet à l'intérieure de la commune atteint les 825m d'altitude au centre même de cette structure morphologique.

La carte des pentes nous montre la brusque transition entre les pentes de faible valeurs et celle qui représentent la zone montagneuse.

Les fortes pentes sont bien localisées dans la zone d'extrême sud et les deux coté nord ou elles sont marquées.

I.2.4. Situation hydrographique:

Une multitude de réseau hydrographique parsème la région, ces derniers sont surtout représentés par les CHAABETS qui traversent les eaux pluviales des hautes zones vers OUED MALAH.

La totalité du réseau est à sec durant les saisons chaudes.

I.2.5. Situation géologique:

Ayant une granulométrie assez importante (alluvions graveleuse à limoneuse), la plaine de BENI SLIMANE est très perméable aux filtrations des eaux pluviales et il est recommandable de mieux connaître les formations géologiques et structurales du sous sol afin d'estimer les réserves d'eaux et le mode de gisement. la rudesse du climat entraînant une sécheresse rude pendant les saisons chaudes.

I.2.6. Situation climatique :

La commune de BENI SLIMANE est caractérisée par un climat subhumide, ses caractéristiques climatiques se résument comme suit :

I.2.6.1. Les températures :

La température est un élément très important dans le bon fonctionnement d'un système d'épuration biologique.

Tableau I.1: Moyenne mensuelles des températures (2013-2014).

Mois	Jan	Fév.	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct.	Nov.	Dec
T (moy) C°	6.9	7.6	10	12.1	16.8	22.2	25.4	26.2	21.1	16.6	11.5	7.8

(Source : O.N.M)

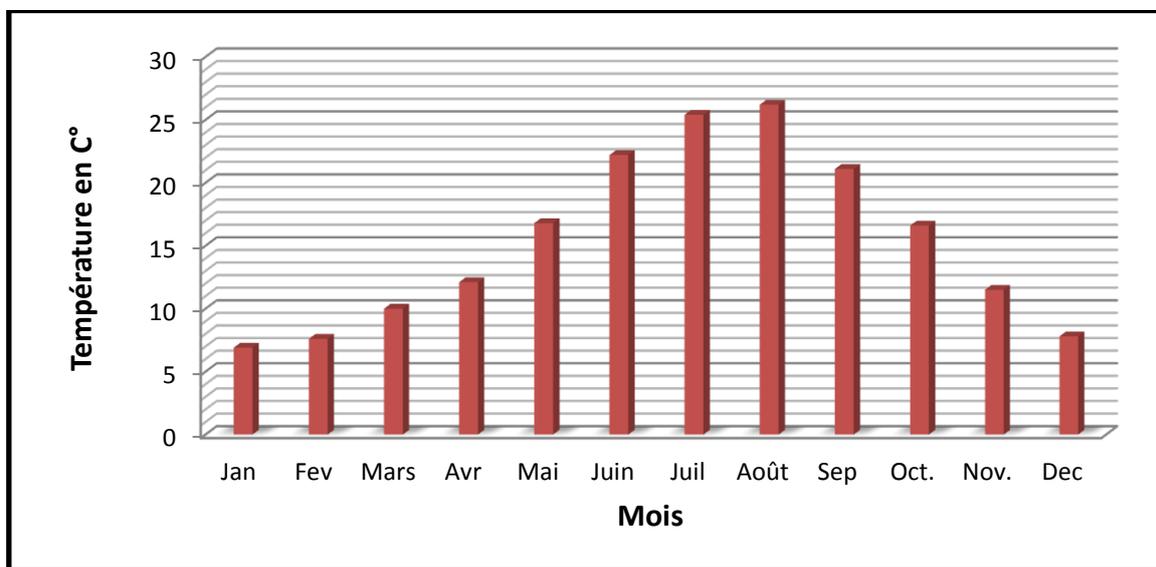


Figure I.2: Répartition mensuelle des températures.

La température moyenne mensuelle est de 15°C selon la station de SOUAGHI le mois le plus chaud enregistre une température de 27°C.

I.2.6.2. Les vents :

Le vent est un facteur très important, il nous contraint à donner une orientation géographique au site d'implantation en fonction de la direction et de l'intensité des vents. La force du vent est estimée à la moyenne mensuelle, les résultats sont présentés au tableau I.2.

Tableau I.2: Vitesses moyennes mensuelles des vents.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Vitesse du vent (m/s)	3,68	7,43	7,78	7,28	6,48	6,13	4,78	4,88	5,69	7,3	7,45	8,06

(Source : O.N.M)

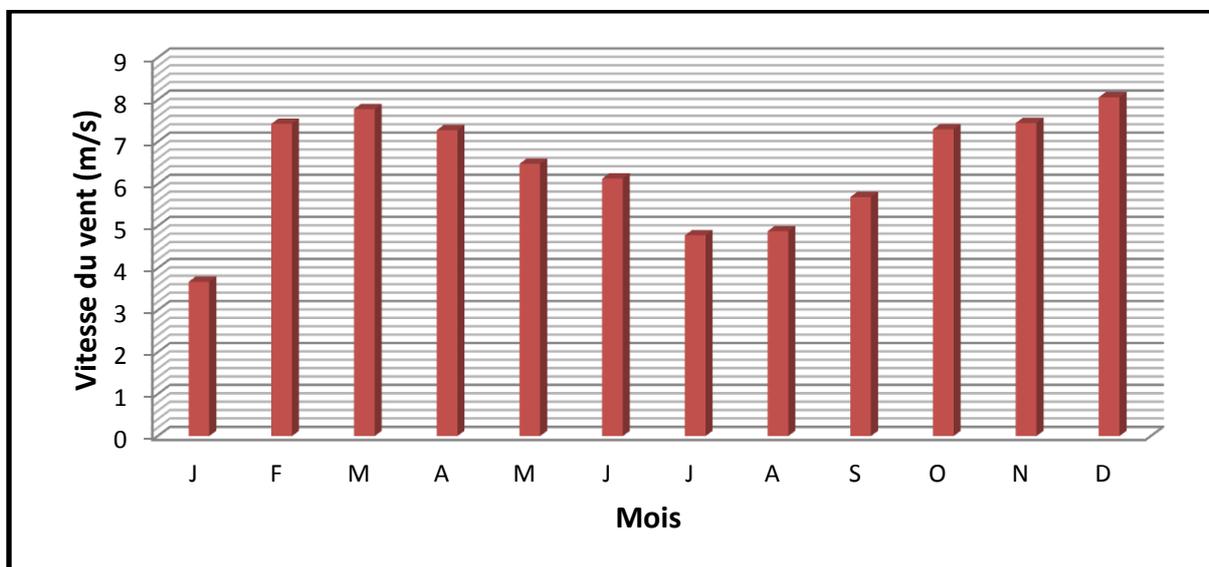


Figure I.3: Répartition moyennes mensuelles des Vitesses de vent.

Les vents dominant sont généralement modéré et faible ayons, respectivement des directions ouest et nord-ouest.

I.2.6.3. L'évaporation :

Tableau I.3: moyennes mensuelles des évaporations

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy annuel (mm)
Evap moy mensuelle (mm)	34	36	69	92	150	195	230	214	142	100	54	35	1351

(Source O.N.M)

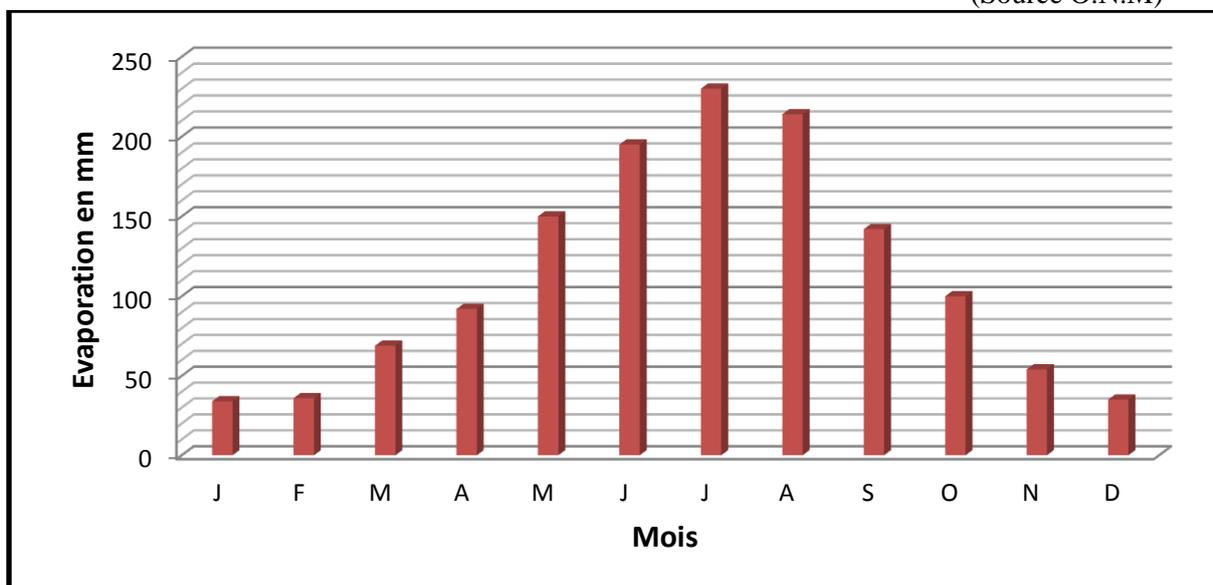


Figure I.4: Répartition Moyennes mensuelles des évaporations.

D'après la figure I.4, on remarque un taux élevé de l'évaporation de l'eau dans l'air pendant les mois chauds (juin, juil, aout) et une diminution à partir du mois de septembre.

I.2.6.4.Humidité relative:

L'humidité relative moyenne annuelle retenue est donc estimée à 67.1 %. Elle est Minimale durant les mois d'été (**Juillet et Août**), alors qu'elle est maximale pour les mois d'hiver (**Décembre, Janvier, février et mars**).

La répartition mensuelle de l'humidité relative est donnée par le tableau suivant:

Tableau I.4 : répartition mensuelle de l'humidité relative.

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct.	Nov.	Dec
Humidité (%)	72.7	74.3	77.8	72.8	64.8	61.3	47.8	48.8	56.8	73	74.5	80.6

(Source O.N.M)

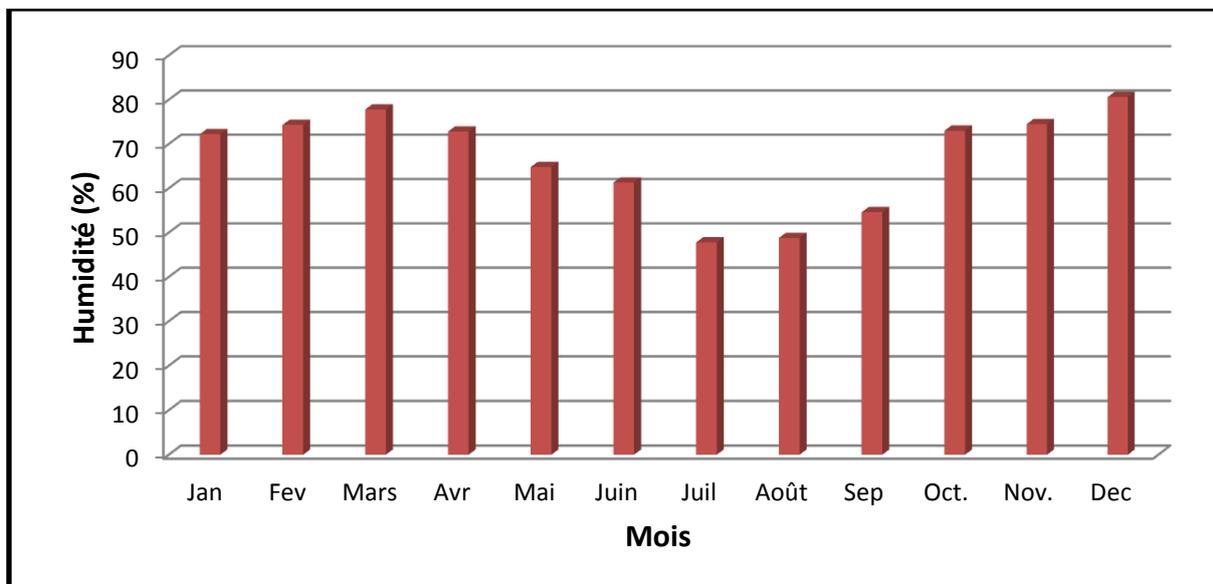


Figure I.5: Répartition Moyennes mensuelles d'humidité.

I.2.6.5.Pluviométrie :

Si on considère que la pluviométrie moyenne interannuelle sur le bassin versant est identique à celle observée au niveau de la station de BENI SLIMANE portant le code 09.03.02.

Le régime pluviométrique se caractérise par des pluies concentrées surtout en hiver en mois de décembre qui diminuent presque régulièrement au printemps et atteignent en été quelques millimètres durant le mois de juillet et aout.

Tableau I.5: Moyennes mensuelles et saisonnières des précipitations (période 1970-2010).

Saisons	Automne			Hiver			Printemps			Eté		
Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou
Précipitations (mm)	28,54	31,52	41,62	47,14	48,45	44,52	42,31	38,86	33,19	9,68	6,63	7,95
P %	7.50	8.29	10.94	12.39	12.76	11.7	11.12	10.23	8.70	2.54	1.74	2.09

(Source A.N.R.H.)

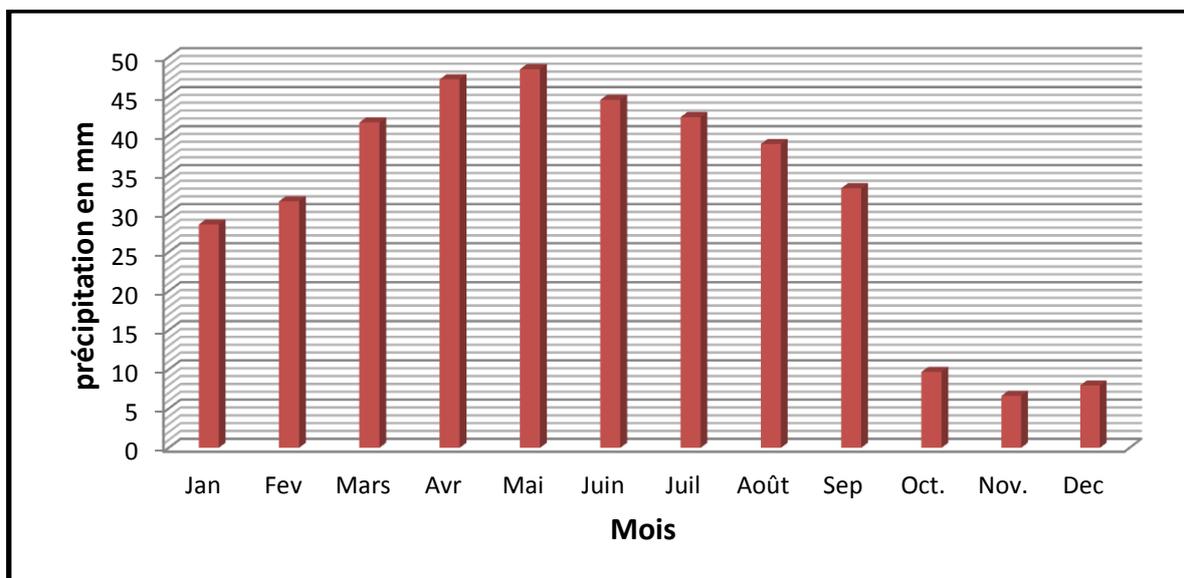


Figure I.6: Répartition Moyennes mensuelles des précipitations.

I.2.7. 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.

P₀ : Population de l'année de référence.

t : Taux d'accroissement démographique.

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

L'accroissement de la population sera calculé avec un taux de 1. 6% jusqu'à l'année 2045 à partir de l'année de référence 2008.

Les données de la population de la ville de BENI SLIMANE sont données dans le tableau II.6 suivant :

Tableau I.6 : Population actuelle et future de la ville de BENI SLIMANE.

Année	2008	Taux d'accroissement	2016	2030	2045
Population (hab)	22 837	1.6%	25929	32382	41087

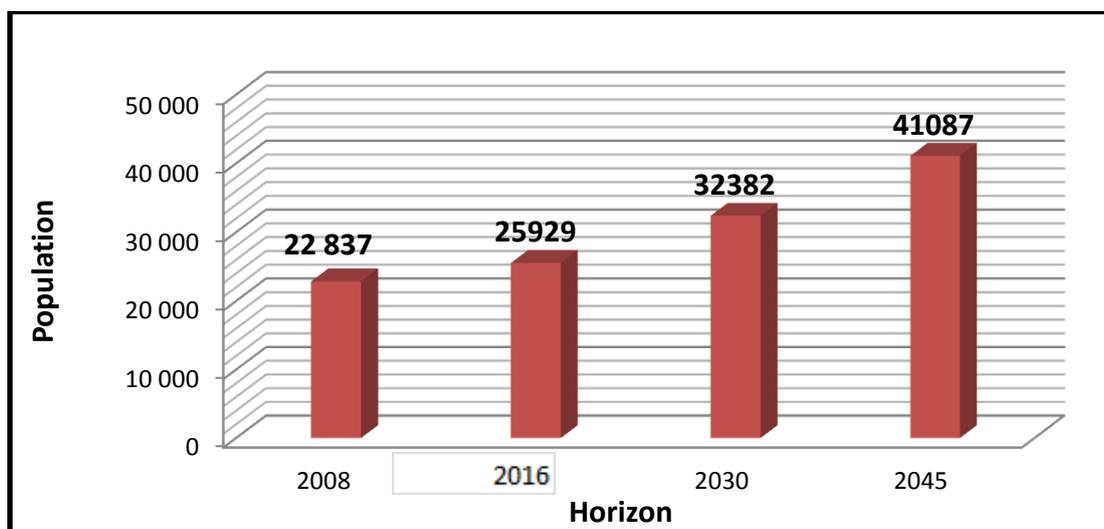


Figure I.7: Evolution de la population.

I.3.inventaire des équipements : (source PDAU)

Tableau I.7 : Inventaire des équipements de la ville de BENI SLIMANE.

<i>Désignations</i>	<i>Equipements existants</i>	<i>Equipements projetés par le PDAU</i>
Equipements éducatifs et sanitaire	Quatre (04) CEM (21) écoles primaire Un (01) lycée Un (01) hôpital Un (01) centre de formation (CFPA)	(05) CEM (01)Polyclinique (02)Centre psychopédagogique (02)Centre de santé (01)Salle de soins (01)Institut de technologie
Equipements sportifs	Un (01) stade Une (01) Salle omnisport+ vestiaire	(01)Aires de jeux (01)Piscine (01)Stade (01)Salle de sport

Tableau I.7 (suite) : Inventaire des équipements de la ville de BENI SLIMANE

<i>Désignations</i>	<i>Equipements existants</i>	<i>Equipements projetés par le PDAU</i>
Equipements socioculturelles et tourisme	Trois (03) mosquées Un (01) cimetière	(02) cinéma Une (01) bibliothèque Une (01) salle d'exposition (01) Maison de jeune (01) Maison de culture. (01) Hôtel (01) Auberge
Equipements commerciaux	Un (01) Centre commerciale Un (01) Souk el fellah Un (01) Marché Un (01) marché hebdomadaire	Commerce complémentaire
Equipements administratifs	Un (01) Siege de daïra Un (01) Protection civil Une (01) Subdivision hydraulique (01) Sonelgaz Un (01) Subdivision des travaux publique Un (01) Centre technique des forêts HARADJ Un (01) Centre de PPT Un (01) Siège de l'APC Une (01) Subdivision des forêts Banque (BDL et BADR) Deux (02) Station de service	Antenne APC Centrale téléphonique Direction antennes administrative et divers Gestion d'infrastructure
Equipements édilitaires	(01)Sureté de Daïra (01)Gendarmerie (01)Garde communale	(01) Abattoirs (01) Gare routière (01) Sureté urbaine

I.4. Etude des agricultures de la région :**Tableau I.8 :** Inventaire des superficies agricoles de la ville de BENI SLIMANE.

Superficie agricole	
Totale des terres agricoles en (Ha)	8726
Superficie agricole utile en (Ha)	8151
Superficie agricole irriguée en (Ha)	264
Taux d'irrigation en (%)	3.97
Terre de parcours et pacages en (Ha)	25
Terres improductives en (Ha)	554

(Source : DPAT)

D'après l'APC de BENI SLIMANE la culture dominante de l'aire d'étude est les céréalicultures, de petites parcelles occupées par les vergers d'agrumes.

I.5. Situation actuelle de l'alimentation en eau potable :

La ville de béni Slimane est alimentée à partir des forages dont les débits varient de 1 à 6 l/s La dotation actuelle pratiquée dans la ville de béni Slimane est de 70 l/habitant/jour. Prochainement, elle bénéficiera de 2.6 millions de mètres cube annuellement à partir du barrage de KODIET ACERDOUNE ce qui améliorera considérablement l'alimentation de cette ville d'après l'ADE de KETTENE elle pourra atteindre 250 l/j/habitant à l'horizon 2033.

Tableau I.9 : Inventaire des forages de la ville de BENI SLIMANE.

Forages	Débit d'exploitation (l/s)
Forage de BENI MAAIOUM	6
Forage de BOUSKENE	1
Forage de SNOUBRIA	6
Forage de BENI SLIMANE	4
Nouveau forage	3
Total	20

(Source ADE KETTITENE)

Tableau I.10 : Ouvrages de stockages de la ville BENI SLIMANE

Réservoirs	Capacité (m³)
BOUSKENE	200 et 500
AOUAOUJJA	500
RAS EL AIN	500 et 200
Total	1900

(Source ADE KETTITENE)

I.6. Situation actuelle du réseau d'assainissement :

Le réseau d'assainissement de la ville de BENI SLIMANE est de type unitaire se trouvant sur un même bassin qui couvre une superficie de 335 Ha collectant toute les eaux usées de l'ensemble de l'agglomération vers l'exutoire qui est l'Oued BELLOULOU.

Muni d'un collecteur principal qui est composé de plusieurs diamètres allant de 800 jusqu'au 1200 mm, débute au niveau de l'hôpital et traverse la ville jusqu'au rejet sur un linéaire de 2.40 Km, reçoit les eaux collecter par 10 collecteurs secondaires qui sont alimentés a leurs tours par des collecteurs tertiaires. Un nouveau réseau d'assainissement a été projeté dans le cadre de l'étude du schéma directeur de la ville de BENI SLIMANE.

I.7. Situation de la décharge publique de la ville BENI SLIMANE :

La ville BENI SLIMANE est pourvue d'une seule décharge publique contrôlé qui reçoit la quantité de 20 tonnes de déchet quotidiennement, cette décharge est capable de recevoir les boues provenant de la future STEP.

Cette décharge présente l'avantage :

- D'être éloignée des agglomérations
- D'être proche des cites prévus pour la STEP (environ 10 minutes)
- L'accès à la décharge pourra se faire dans de bonnes conditions toute l'année notamment en hiver.

I.8. identification des différents rejets de BENI SLIMANE :

La ville de BENI SLIMANE dispose d'un seul rejet principal, localisé sur Oued BELLOULOU ou l'eau usée de toute la ville se concentre, ce qui constitue un vrai danger pour le milieu naturel en particulier la modification du taux d'oxygène dissout. En effet, les matières organiques en décomposition

et les débris consomment l'oxygène des cours d'eau et affectent leur capacité naturelle d'autoépuration. Privées d'oxygène, la faune et la flore sont détruites.

La prolifération de certains végétaux comme les algues modifie les caractéristiques physico-chimiques de l'eau.

Cette situation dramatique des cours d'eau recevant cette eau usée et l'état de dégradation de milieu naturels constituent un grand danger de maladie à transmission hydrique pour les agglomérations proches.

I.9. Choix du site de l'implantation de la station dépuración :

Avant d'entamer l'étude d'un système d'épuration, il est nécessaire de déterminer le lieu d'implantation de la station.

Le choix de l'emplacement du site pour la future station d'épuration se fait sur la base de quelques aspects qui doivent être prise en considération :

- L'impact sur le milieu récepteur (limnologie, faune, flore, etc.)
- Impact sur les sols et les nappes phréatiques (zone de captage)
- Aspects de caractère socio-économique (espace de loisirs, parcours, sanitaire etc.)
- Penser aux extensions ou aux aménagements futurs (disponibilité et réservations de terrains).



Figure I.8 Image satellitaire du Site de la future STEP de BENI SLIMANE (Google Earth).

Tous ces critères nous envoient vers le choix de deux sites :

Site 01 nommé **ZEROUATTA** situé à l'est de la ville de BENI SLIMANE à l'aval du point de rejet principal des eaux usées brutes à environ 02 Km des dernières constructions de la zone urbaine et à environ 100 m de la maison la plus proche .

Site 02 nommé **HOUACH ZEBOU DJ** (CHEBABHA) situé à l'est de la ville de BENI SLIMANE à l'aval du point de rejet principal des eaux usées brutes à environ 01 Km des dernières constructions de la zone urbaine et à environ 100 m de la maison la plus proche.

Remarque :

D'après les ingénieurs de l'APC et le subdivisionnaire de BENI SLIMANE c'est deux terrains appartiennent à l'état.

Il est à noter que ces deux sites se trouvent dans une région agricole pouvant bénéficier de la réutilisation des eaux épurées par cette futur STEP.

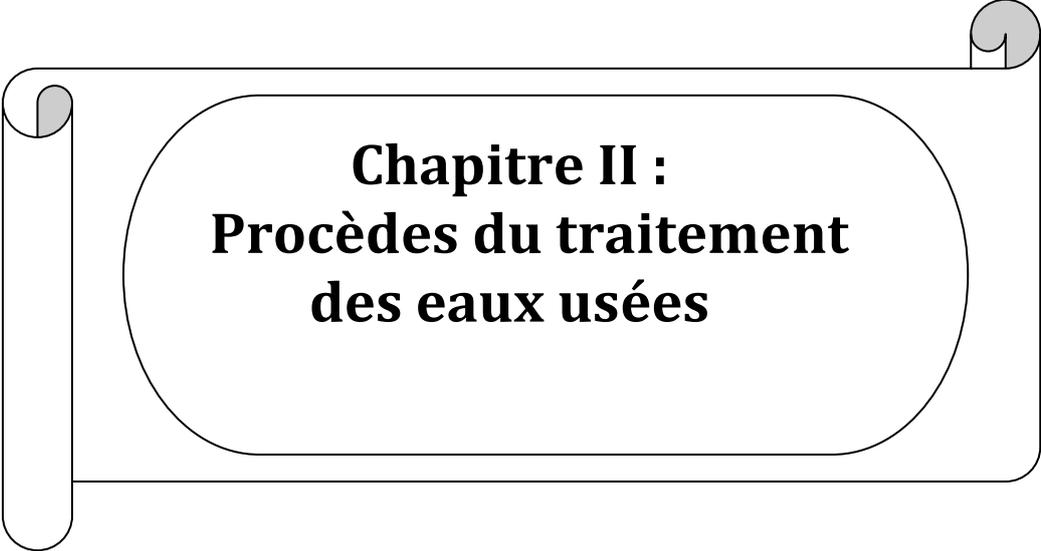
I.10. conclusion :

Au terme de ce chapitre, nous concluons que la ville de BENI SLIMANE est caractérisée par un climat subhumide, un hiver froid et un été très chaud, et que la région est à vocation agricole.

Le réseau d'AEP alimenté par des forages et contient plusieurs ouvrages de stockages (réservoirs). Le réseau d'assainissement est unitaire qui collecte et achemine les eaux usées de notre zone d'étude vers l'exutoire qui est l'Oued BELLOULOU.

La nécessité d'une station d'épuration est indispensable à cause de la pollution que l'on peut qualifier de domestique composé de matière organique et nutriment d'OUED BELLOULOU.

Cette dernière contribuera significativement à améliorer la qualité des eaux usées au niveau de ce cours d'eau.



**Chapitre II :
Procèdes du traitement
des eaux usées**

II. 1 Introduction :

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

II. 2. Généralités sur les eaux usées :**II. 2.1. Caractéristiques des eaux usées :****II. 2.1.1 Origine des eaux usées :**

Les eaux usées proviennent principalement de trois sources :

- 1- Les eaux usées domestiques.
- 2- Les eaux de ruissellement.
- 3- Les eaux usées industrielles.

a). Les eaux usées domestiques :

Ces eaux sont constituées par :

- 1- Eaux ménagères.
- 2- Eaux de vannes (les eaux de W-C).
- 3- Eaux de lavage.

En général, ces eaux sont chargées en matières organiques, graisses et de produit d'entretiens ménagers.

b). Les eaux de ruissellement :

Il s'agit de l'eau de pluie, des toits, des cours, des rues de drainage etc..., Elles véhiculent les huiles et les graisses déversées par certains services publics (stations de lavage, services mécaniques) ainsi que les sables, les argiles et les micros polluants.

c). Les eaux usées industrielles :

Ces eaux proviennent de diverses usines de fabrication ce qui indique leurs différences.

En général ces eaux contiennent des substances chimiques, souvent toxiques, suivant leurs origines, ces eaux peuvent contenir des substances acides, alcalines, corrosives, ou entartrantes à température élevée souvent odorantes et colorées. Ce qui rend plus difficile leur traitement dans la station d'épuration.

Donc il est nécessaire de faire un prétraitement au niveau des usines avant d'évacuer ces eaux dans le réseau.

II. 2.1.2. Origine de la pollution dans les eaux usées : [1]

La pollution se manifeste généralement sous quatre formes principales :

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

a).La pollution organique :

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

b).La pollution microbiologique :

Cette pollution est due à la présence d'une multitude d'organismes vivants dans les eaux usées apportés par les excréments d'origine humaine ou animale. Ces bactéries jouent le rôle de témoins de pollution.

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

c). la pollution toxique : les Micropolluants

On appelle micropolluant, une substance détectable dans l'environnement en très faibles concentrations ($\mu\text{g/l}$ ou ng/l) et qui peut engendrer des effets négatifs sur les organismes vivants à ces très faibles concentrations. On distingue deux types :

● Micropolluants inorganiques : métaux

La présence de métaux dans le ruissellement de chaussée provient principalement du trafic automobile comme :

- usure des pneus
- garniture des freins
- l'abrasion des routes.

● Micropolluants organiques :

Principalement des substances produites par l'industrie chimique.

d).La pollution minérale :

Elle est constituée essentiellement de :

- Gravier.
- Sables.
- Métaux.
- Sels minéraux.

II. 2.2. Les principaux paramètres de la pollution :

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

II. 2.2.1. Paramètres physiques :**a)- La température :**

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

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

b)- La turbidité :

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

c)- La conductivité :

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

d)- Couleur et odeur :

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

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

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

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

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

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

f)- Le pH :

Le pH est un élément important pour définir le caractère agressif incrustant des eaux, il représente leur acidité ou leur alcalinité, c'est un facteur important dans le choix d'un procédé de traitement des eaux résiduaires pour les procédés aérobies de pH qui varie de 6.5 à 8. Pour la fermentation métallique le pH varie entre 7.2 à 7.8.

II. 2.2.2. Les paramètres chimiques :

a). La demande biochimique en oxygène (D.B.O5) : [1]

La demande biochimique en oxygène (D BO), exprimée en mg d'oxygène par litre. Elle exprime la quantité des matières organiques biodégradables présente dans l'eau. Plus précisément, ce paramètre mesure la quantité d'oxygène nécessaire à la destruction des matières organiques grâce aux phénomènes d'oxydation par voie aérobie. Pour mesurer ce paramètre, on prend comme référence la quantité d'oxygène consommé au bout de cinq jours. Les transformations des matières organiques s'effectuent en deux stades :

- le 1^{er} stade, se rapportant aux composés carbonés, débute immédiatement et s'achève au bout de 20 jours environ,
- le 2^{ème} stade, se rapportant aux composés azotés, ne commence qu'au bout d'une dizaine de jours et s'étend sur une période très longue.

b). La demande chimique en oxygène (D.C.O) : [1]

Elle représente la teneur totale de l'eau en matières oxydables. Ce paramètre correspond à la quantité d'oxygène qu'il faut fournir pour oxyder par voie chimique ces matières. Elle est exprimée en mg d'oxygène par litre. Elle est moins représentative que la DBO de la décomposition des matières organiques qui a lieu dans le milieu naturel mais elle est rapide, et contrairement à cette dernière, possède une bonne reproductibilité. La DCO est particulièrement indiquée pour mesurer la pollution d'un effluent industriel.

d).La biodégradabilité :

- Relation entre DCO et DBO₅ : [2]

Le rapport DCO/DBO5 donne une estimation de la biodégradabilité des eaux usées. La notion de la biodégradabilité représente la capacité d'une substance ou son aptitude à être décomposées par les micro-organismes (bactéries, champignon).

Tableau II.1: Coefficient de biodégradabilité.

Biodégradabilité	Caractéristique de l'effluent
<p>K = 1</p> <p>1 < K < 2.5</p> <p>2.5 < K < 3.2</p> <p>K > 3.2</p>	<p>les eaux usées sont totalement biodégradable.</p> <p>le traitement biologique très possible.</p> <p>traitement biologique associé à un traitement physico-chimique</p> <p>traitement biologique impossible.</p>

II. 2.2.3. Les paramètres nutritifs [3]**a)- Le phosphore :**

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

b)- L'azote :

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

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

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

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

II. 2.2.4. Paramètres biologiques:

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

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

II. 2.3. Les normes des eaux résiduaires :

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

Tableau II.2 : Les normes de rejet des eaux usées en Algérie. [4]

Paramètres	valeurs	unités
DBO ₅	30 – 40	mg/l
DCO	90 – 120	mg/l
MES	30	mg/l
PH	5,5 – 8,5	-
Azote total	50	mg/l
Huiles et graisses	20	mg/l
Température	30	°C
Phosphates	2	mg/l
Détergents	1	mg/l

II. 3. Définition de l'épuration :

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

II. 4. Les différents procédés d'épuration :

Les eaux usées constituent un effluent très chargé en matières polluantes, nuisibles aussi bien au milieu récepteur qu'aux utilisateurs.

Pour remédier cette pollution, l'eau usée doit subir un traitement avant son rejet, ces traitements peuvent être classés en trois catégories :

- Procédés physiques ;
- Procédés physico-chimiques ;
- Procédés biologiques ;

Ces procédés comportent en générale :

- Prétraitements physique.
- Traitement primaire.

- Traitement secondaire.
- Traitements complémentaires.
- Traitement de boues résiduaire.

L'ensemble de la chaîne de traitement et les techniques d'épuration des eaux usées sont illustrées sur la figure. II.1

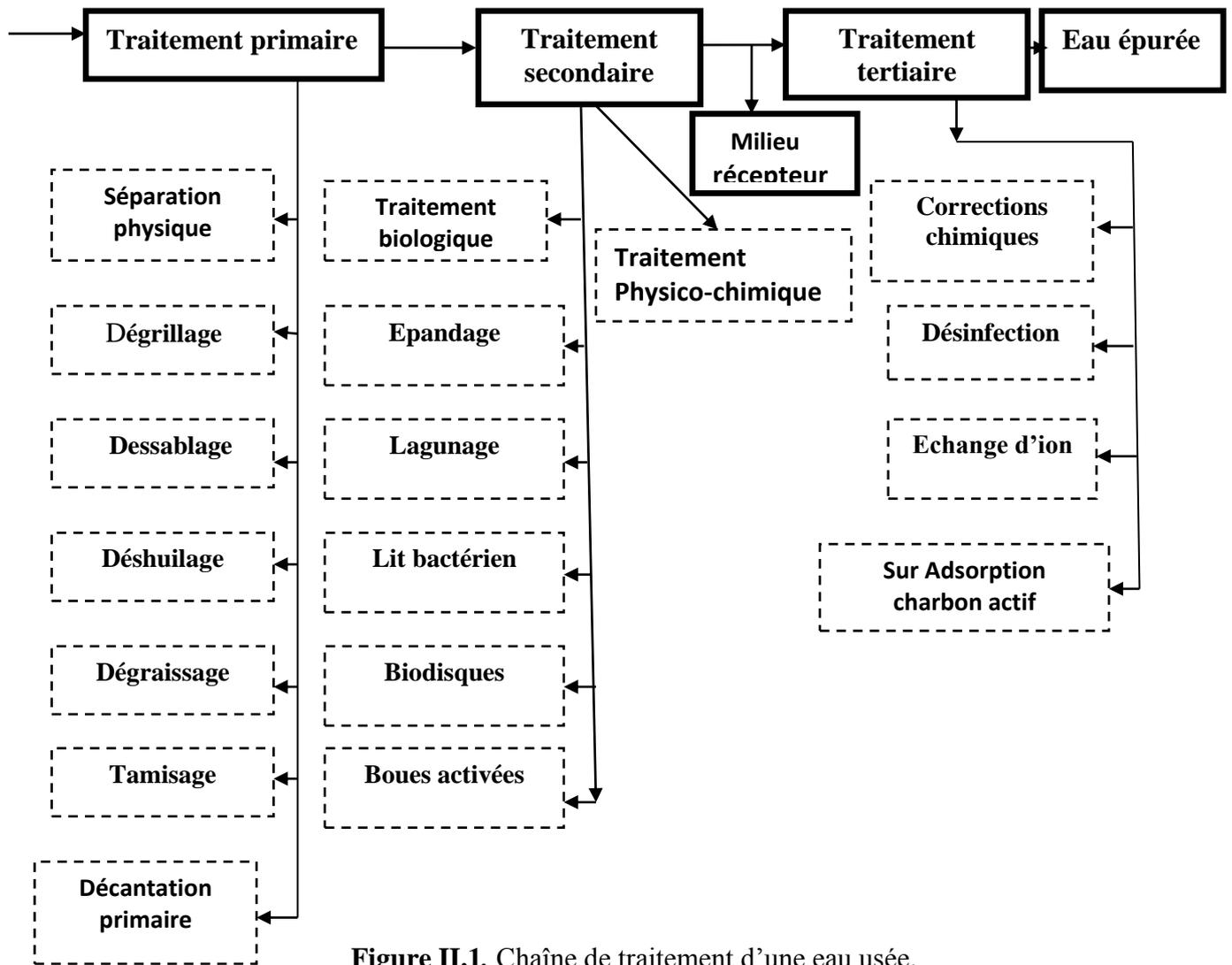


Figure II.1. Chaîne de traitement d'une eau usée.

II. 4.1. procédés physiques :

Le traitement physique d'une eau vise essentiellement à conditionner l'eau pour les Traitements suivants, c'est-à-dire à extraire des effluents la plus grande quantité possible D'éléments dont la nature ou la dimension risquerait d'endommager les équipements ou nuire à l'efficacité de l'épuration Ils regroupent :

- ✧ Les prétraitements ;
- ✧ Les traitements primaires.

II. 4.1.1 Prétraitements :

Les prétraitements comprendront une série d'opérations qui ont pour but d'éliminer la fraction la plus grossière des particules entraînées, et de retirer de l'effluent les matières susceptibles de gêner les traitements ultérieurs. On range sous ce vocable les opérations suivantes :

- Le dégrillage.
- Le dessablage.
- Le déshuilage - dégraissage.
- Le tamisage.

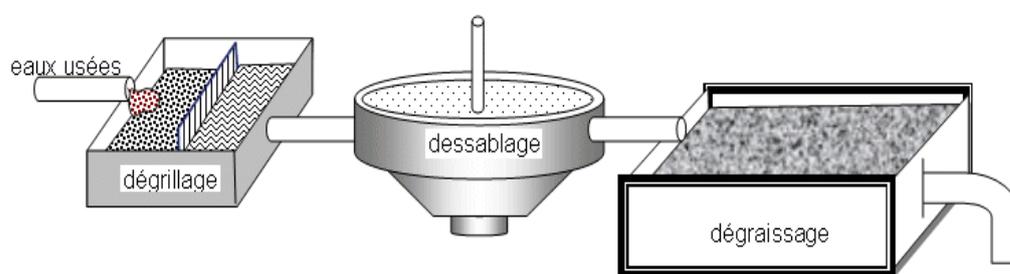


Figure II.2 les différents procédés de prétraitement.

II. 4.1.2 Le dégrillage :

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

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

Tableau II.3 : Types de grilles en fonction de l'espacement entre les barreaux [1]

Types de grilles	Espacement entre les barreaux en (cm)
Dégrillage grossier	3 à 10
Dégrillage moyen	1 à 2,5
Dégrillage fin	0,3 à 1

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

- **Grille manuelle** : composé des barreaux en acier incliné de 60° à 80° sur l'horizontal. Elles sont réservées en petite station, le nettoyage se fait avec un râteau et se fait quotidiennement.

- **Grille mécanique** : équipées d'un râteau motorisé et animées d'un mouvement rotatif (grille courbe) ou de va et vient (grille droite), la mise en service est commandée par une horloge (cadence durée), asservie au fonctionnement du relèvement (avec temporisation de retard) ou par détection d'une mise en charge du canal amont.



Figure II.3: grille mécanique.

II. 4.1.3. Le dessablage : [5]

Réalisé par décantation, le dessablage vise à éliminer les sables et les graviers. L'écoulement de l'eau à une vitesse réduite dans un bassin appelé « dessableur » entraîne leur dépôt au fond de l'ouvrage. Ces particules sont ensuite aspirées par une pompe. Les sables récupérés sont essorés, puis lavés avant d'être envoyés en décharge, soit réutilisés, selon la qualité de lavage.

On distingue les différents types de dessableurs :

- les dessableurs couloirs
- les dessableurs circulaires
- les dessableurs rectangulaires à insufflation d'air.



Figure II.4 : dessableurs couloirs.

II. 4.1.4. Le déshuilage - dégraissage : [5]

Les opérations de dégraissage-déshuilage consistent à séparer de l'effluent brut, les huiles et les graisses par flottation. Ces derniers étant de densité légèrement inférieure à celle de l'eau. L'injection des microbulles d'air permet d'accélérer la flottation des graisses.

Souvent ces opérations sont combinées dans un même ouvrage où la réduction de vitesse dépose les sables et laisse flotter les graisses ; on enlève ainsi de l'eau, les éléments grossiers et les sables de dimension supérieure à 200 microns, ainsi que 80 à 90% des graisses et matières flottantes (soit 30 à 40% des graisses totales).

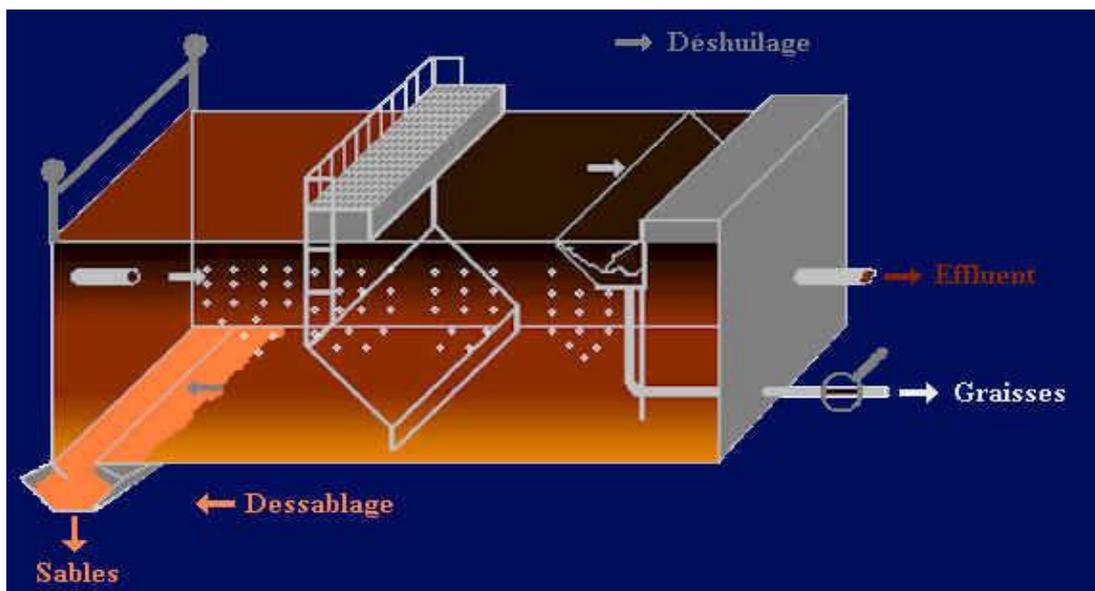


Figure II.5 : dessablage-déshuilage.

II. 4.1.5. Le tamisage: [6]

Le tamisage est une opération très générale sur les effluents industriels chargés en matières en suspension de forte taille (abattoirs, conserveries et légumes), il permet la des récupérations des déchets utilisables, évite l'obstruction de canalisation ou de pompes, limite les risques de dépôts et de la fermentation, soulage le traitement biologique ultérieur. On distingue :

- Le macrotamisage, avec une dimension de maille supérieure à 250-300 μm , pouvant aller jusqu'à quelques millimètres.
- Le microtamisage, entre 30 et 100-150 μm

II. 4.2. Traitement primaire :

Les eaux résiduaires prétraitées contiennent encore des matières minérales et organique sédimentables. Les matières organiques en suspension (matières sédimentables et colloïdes) représentent 60% en moyenne charge en DCO des eaux et 30 à 40% en DBO.

La décantation, processus essentiel du traitement primaire, a pour but :

- De retenir une fraction importante de la pollution organique,
- D'alléger la charge du traitement biologique ultérieur,
- De réduire les risques de colmatage des systèmes de traitement biologique par culture fixée (lits bactériens, disques biologiques,...),
- D'éliminer 30 à 35% de la DBO₅, 60% de MES et 90% des matières décantables (pour une eau usée domestique). [7]

On distingue deux types de matières décantables :

- *Les particules grenues*, qui conserve les mêmes dimensions au cours de leur chute, elles sédimentent indépendamment les unes des autres avec une vitesse de chute constante.
- *Les particules coalescentes*, qui s'agglomère pendant la sédimentation.

Les rendements d'élimination pour la décantation primaire sont les suivants :

- 85à 95% des matières décantables.
- 50à 65% des matières en suspension.
- 25à 40% de la D.B.O et de la D.C.O.

II. 4.2.1 Les principaux types de décanteurs :

a). les décanteurs statiques sans raclage

Ils sont généralement utilisés pour :

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

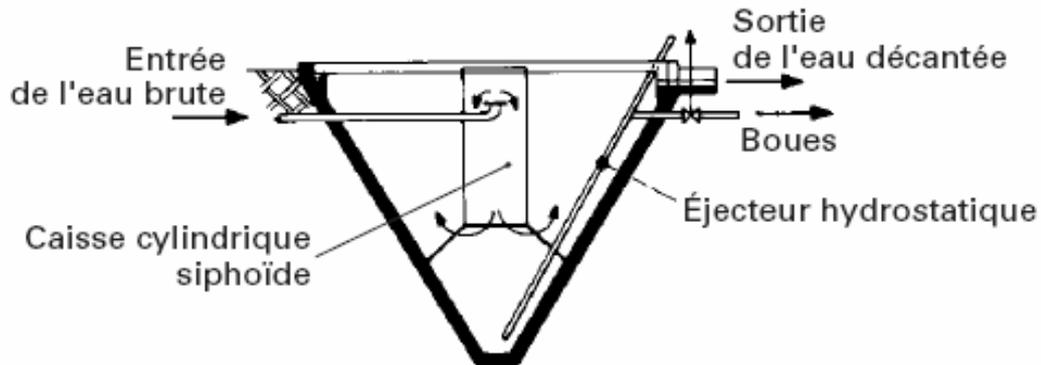


Figure II.6 : Décanteur cylindro-conique.

b). les décanteurs statiques à raclage mécanique des boues :

➤ décanteurs circulaires :

Les boues sont amenées vers une fosse centrale à l'aide d'un dispositif de raclage sur une pente de 5 à 10°. De plus un racleur de surface pousse les corps flottants vers une écumeoire d'où ils peuvent regagner la fosse des boues. De préférence ce type de décanteur doit fonctionner d'une manière régulière, car les variations de débit provoquent en effet des remous qui font remonter les boues en surface.

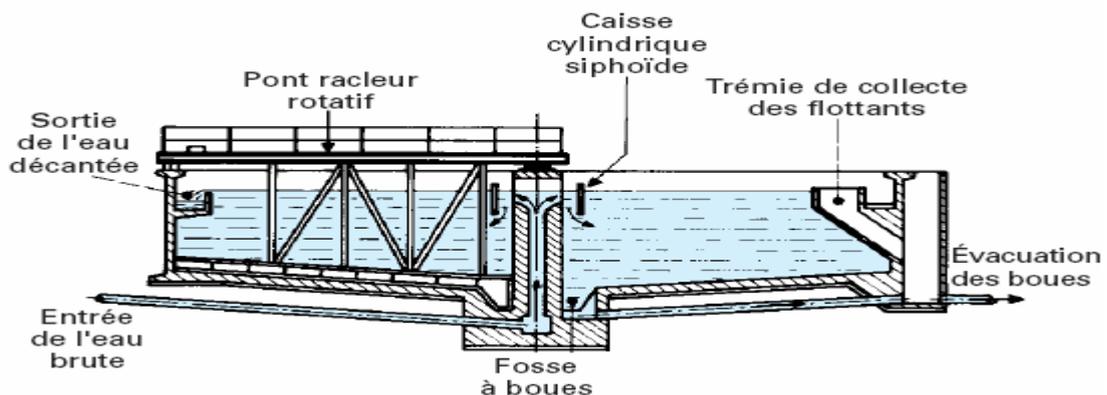


Figure II.7: Décanteur circulaire à raclage mécanique.

➤ décanteurs longitudinaux rectangulaires

Il existe deux types de décanteurs rectangulaires avec raclage :

- Les décanteurs à pont racleur
- Les décanteurs à chaînes.

Les ponts racleur se déplacent selon un système de va-et-vient et procèdent au raclage avec un mouvement à contre-courant.

Par contre les décanteurs à chaînes permettent un raclage continu des boues et des flottants par une série de raclettes montées en deux chaînes sans fin parallèle tournant le long des parois verticales du bassin.

Dans les deux types de décanteurs le puits des boues est situé à l'arrivée de l'effluent. [5]

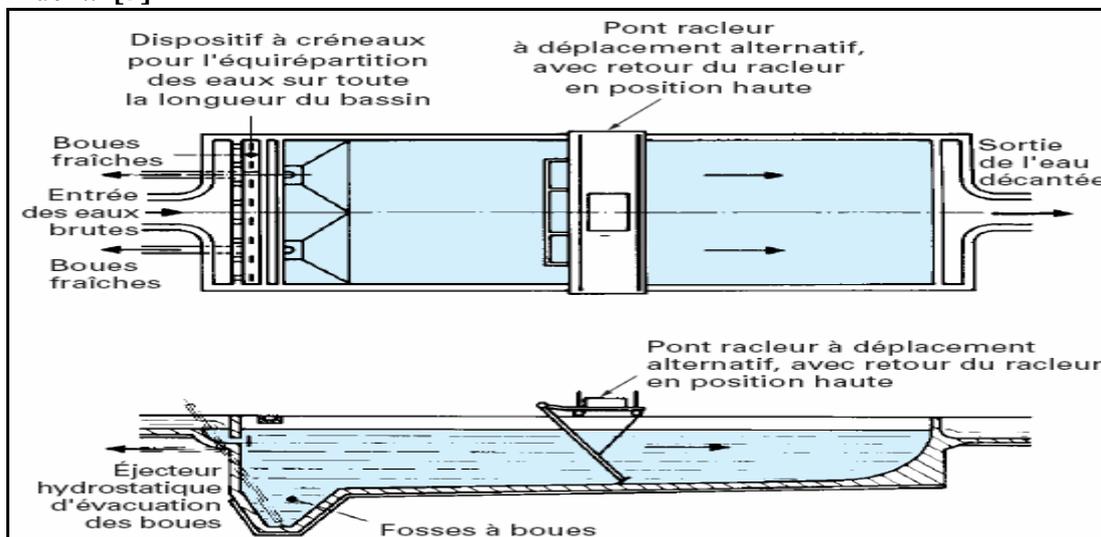


Figure II.8 : Décanteur longitudinal à pont racleur.

II. 4.3. Traitement secondaire :

II. 4.3.1. Traitement physico chimiques:[8]

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

- **La coagulation :**

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

- **La floculation :**

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

- **La décantation :**

La décantation, est un procédé qu'on utilise dans pratiquement toutes les usines d'épuration et de traitement des eaux, a pour but d'éliminer les particules en suspension

dont la densité est supérieure à celle de l'eau. Ces particules sont en général des particules de floc ou des particules résultant de la précipitation qui a lieu lors des traitements d'adoucissement ou d'élimination du fer et du manganèse. Les particules s'accumulent au fond du bassin de décantation d'où on les extrait périodiquement. L'eau clarifiée située près de la surface, est dirigée vers l'unité de filtration.

▪ **La filtration :**

La filtration est un procédé physique destiné à clarifier un liquide qui contient des matières solides en suspension en le faisant passer à travers un milieu poreux. Les solides en suspension ainsi retenus par le milieu poreux s'y accumulent, il faut donc nettoyer ce milieu de façon continue ou de façon intermittente.

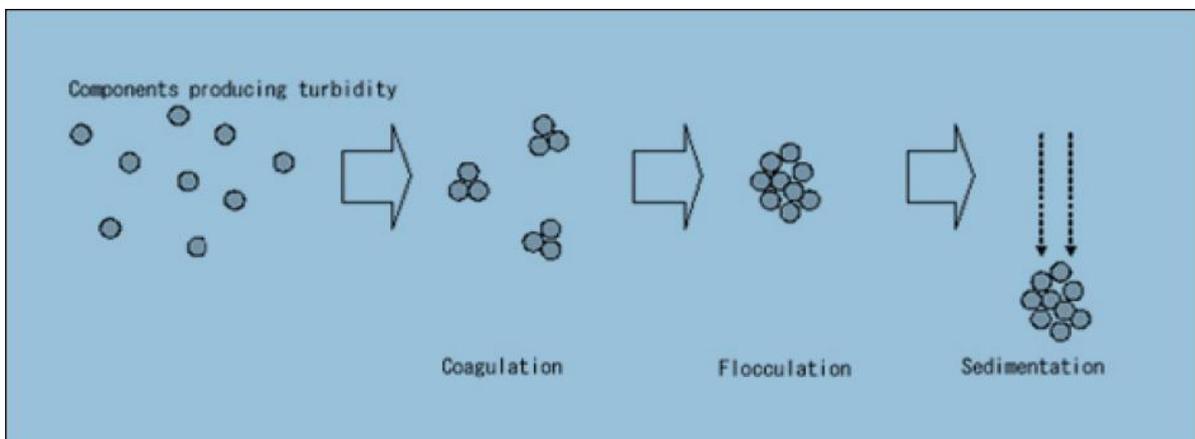


Figure II.9 : Processus de coagulation, floculation et de sédimentation.

➤ **Avantage:**

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

➤ **Inconvénients:**

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

II. 4.3.2. traitement biologique :

II. 4.3.2.1. Principe du procédé d'épuration biologique :

Il consiste à mettre en contact l'eau usée avec une biomasse épuratrice qui est en fait un écosystème simplifié et sélectionné ne faisant appel qu'à des micro-organismes. Elle est constituée d'être vivants de petite taille, inférieure au millimètre, microflore de bactéries et microfaune d'animaux, protozoaires, ...

La dégradation se réalise alors par voie aérobie (en présence d'oxygène) ou anaérobie (absence d'oxygène), elle consiste à dégager les impuretés grâce à l'action de la biomasse dont les bactéries digèrent la matière organique à condition de régler l'oxygène dissous dans l'eau et la concentration de la biomasse.

Les procédés d'épurations biologiques sont donc utilisés lorsque les éléments à éliminer sont sous forme soluble ou lorsque leur taille ne leur permet pas d'être piégés par les prétraitements et traitements physique sauf au prix d'un conditionnement physico-chimique complémentaire.

La vitesse de dégradation lors du traitement biologique dépend de :

- La quantité d'oxygène ;
- La température ;
- La masse totale de micro-organismes ;
- La nature de la substance à traiter.

II. 4.3.2.2. Les différents procédés d'épuration biologique :

Dans les procédés de traitement biologique, on distingue :

- Les procédés extensifs (naturels);
- Les procédés intensifs (artificiels);

II. 4.3.2.2.1. Procédés extensifs :

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

◆ L'épandage:[9]

La première technique d'épuration des eaux usées des agglomérations a été celle des champs d'épandage, son principe consiste à déverser directement sur le sol perméable de l'eau usée.

L'utilisation des sols comme système épurateur met à profit :

- Ses propriétés physiques et physico-chimiques : filtration adsorption échange d'ions et pouvoir de rétention.
- Ses propriétés biologiques : action de la microflore et des végétaux.

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

◆ Le lagunage : [10]

Le lagunage est une technique d'épuration ancienne ; il s'agit d'un ou de plusieurs bassins en série exposés à l'air libre destinés au traitement biologique des eaux usées. Il s'y réalise à la fois une transformation des charges polluantes et une stabilisation des boues produites qui, sous l'action des micro-organismes se développent dans le milieu (bactéries et algues en particulier). Les bassins reproduisent un phénomène en amplifiant l'action auto-épurateur des étangs. On distingue deux types de lagunages :

- Le lagunage naturel ;
- Le lagunage aéré.

1. Le lagunage naturel:

Le lagunage naturel est un procédé extensif de traitement des eaux usées, fondé sur un écosystème constitué principalement d'algues microscopiques, des bactéries aérobies et

anaérobies et d'une micro - faune adaptée au rayonnement solaire utilisé comme source énergétique pour la production de l'oxygène par photosynthèse par les algues microscopiques qui peuplent le bassin.

Et dans les lagunes naturelles on distingue trois types :

- ❖ Lagune naturelle aérobie : La profondeur ne dépasse pas 1.2m et seuls les Organismes aérobie sont actifs ;
- ❖ Lagune naturelle anaérobie : La profondeur peut aller jusqu'à 3 à 4m, la dégradation des matières organiques est assurée par des bactéries anaérobies ;
- ❖ Lagune facultative : La profondeur est de 1 à 2.5m. Ce type de bassin est composée de deux couches ; un aérobie en surface et l'autre anaérobie à l'intérieur.

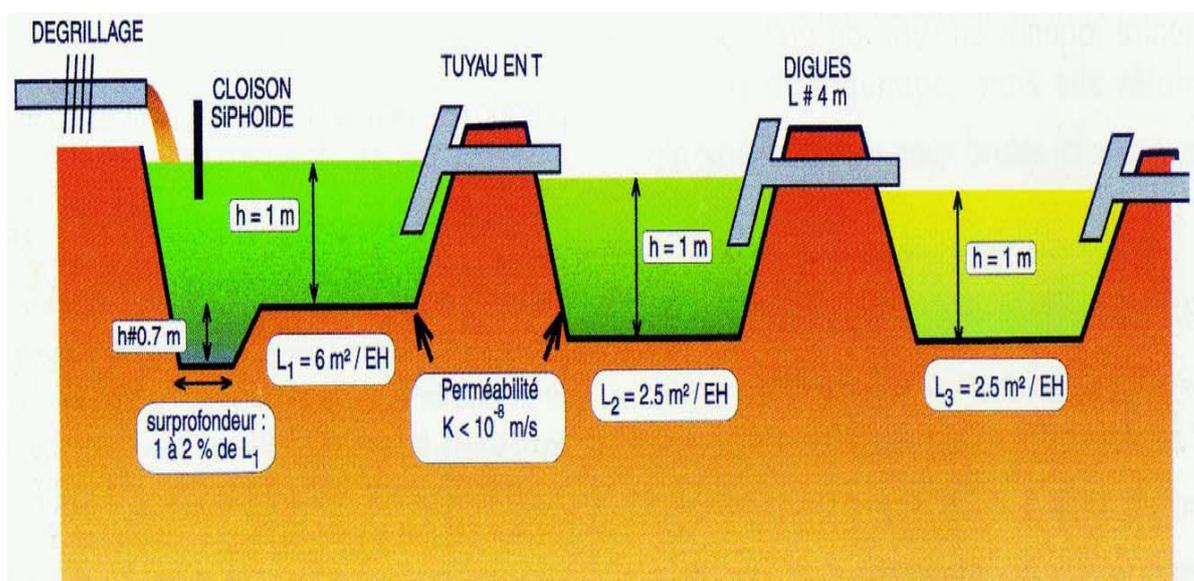


Figure II.10 : lagunage naturel.

2. Le lagunage aéré :

Les lagunes aérées sont des bassins traversés par l'effluent à épurer. L'oxygène nécessaire est fourni par des aérateurs à turbines ou quelques fois par des diffuseurs ; l'aération sert également au maintien en suspension des boues activées.

- ❖ Lagune aérée aérobie : la profondeur est de 2.4 à 4.8m dans la quelle l'oxygène et les matières en suspension sont uniformément répartis dans le bassin.

- ❖ Lagune aérée facultative : Les lagunes aérées sont des bassins traversés par l'effluent à épurer. L'oxygène nécessaire est fourni par des aérateurs à turbines ou quelques fois par des diffuseurs ; l'aération sert également au maintien en suspension des boues activées.

. **Tableau II.4:** Avantages et inconvénients des procédés extensif.

Procédés	Avantages	Inconvénients
Epandage	<ul style="list-style-type: none"> ○ Utilisé pour la revalorisation des sols et pour la recharge des nappes 	<ul style="list-style-type: none"> ○ Nécessite une surface importante. ○ Risque de contamination des nappes aquifères. ○ Risque de colmatage de sol ○ Dispersion de germes pathogène ○ Procédé non utilisé en période pluvieuse
Lagunage	<ul style="list-style-type: none"> ○ élimination d'azote de phosphore jusqu'à 60% ○ Production minimale de boues en excès ○ Absence de recyclage et de décantation primaire ○ L'oxygène est assuré par l'activité photosynthétique des plantes 	<ul style="list-style-type: none"> ○ Nécessite une grande surface ○ Les lagunes anaérobies et facultatives dégagent de mauvaises odeurs ○ Le développement rapide de la flore aqueduc favorise la population des mouches et moustiques ○ Contrôle et exploitation difficile du processus de fermentation

II. 4.3.2.2.Procèdes intensifs :

Ils ont pour but de décomposer de façon biochimique par oxydation. Les matières non séparables par décantation qui n'ont pas pu être éliminées par des procédés mécaniques des eaux usées. En même temps une nouvelle substance cellulaire se forme.

La substance cellulaire à un poids spécifique qui est plus grand que celui de l'eau d'égout et de ce fait une décantation est possible. Parmi ces procédées, on distingue :

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

- **Les lits bactériens:**

Ce procédé consiste à faire ruisseler les eaux usées décantées à travers une masse de pierres ou des matières plastiques présentant une grande surface et sur laquelle se consomme les matières organiques contenues dans l'eau en présence de l'oxygène, de l'air, le film croit au fur et à mesure de la consommation des matières organiques sous l'influence des gouttes d'eaux qui tombent sur le garnissage. L'eau épurée et décantée et une partie des boues sont recyclées comme pour les boues activées.

Suivant la charge volumique appliquée, on distingue les lits à forte charge, moyenne charge et faible charge. On peut classer les lits bactériens comme suit :

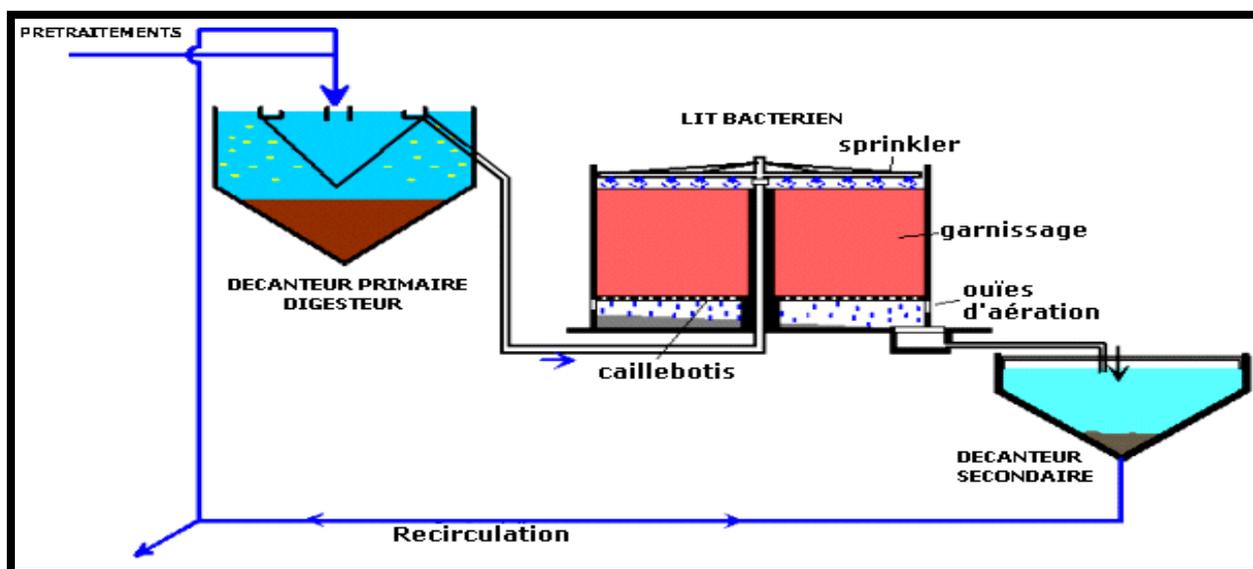


Figure II.11 : Lit bactérien.

- **Les disques biologiques : [10]**

Le principe consiste en utilisation de disques tournant autour d'un axe horizontal et baignant en partie dans l'eau à traiter. Comme dans le cas du lit, la biomasse se développe sur le transfert d'oxygène se fait directement à travers la couche liquide. La vitesse de rotation de ces disques (1 à 2 tours par minute) ne permet pas de générer des énergies de circulation capable de maintenir en suspension des matières solides. Les disques sont réalisés en, P.V.C ou feuilles de polystyrène.

Récemment de nouvelles configurations ont pénétré le marché des biodisques, ce sont des structures de type cages remplies de matériaux plastiques vrac. Les disques biologiques peuvent être appliqués pour l'épuration des eaux résiduaires urbaines et industrielles.

Suivant que les disques sont immergés ou émergés, le fonctionnement sera en mode aérobie ou anaérobie.

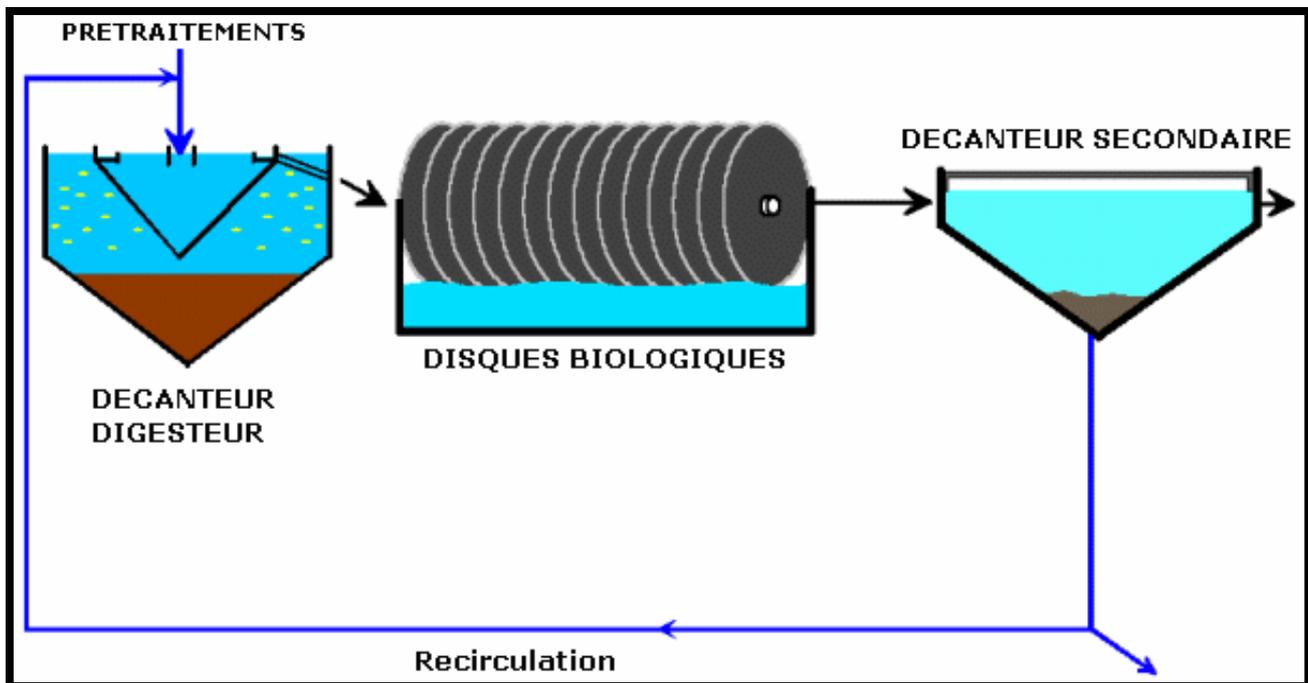


Figure II.12 : disque biologique.

- **Les boues activées :**

1. **Définition :**

L'épuration par les boues activées est un procédé dont l'objectif est de reproduire, à l'échelle industrielle, les mécanismes du pouvoir auto épurateur des eaux naturelles de surface (lacs, rivière, ...etc.)

Cette appellation de boues activées trouve son origine dans l'observation lors d'une aération suffisante des eaux, de dépollution.

2. **Principe :**

Le procédé à boues activées est un système fonctionnant en continu dans le quel les eaux usées urbaines décantées fournissent toutes les matières nutritives nécessaires, y compris l'azote et le phosphore. Les boues recyclées fournissent une abondance de micro-organismes.

Le principe du procédé consiste à développer une culture bactérienne dispersée sous forme de flocons <<boues activées>> dans un bassin brassé et aéré, alimenté par l'eau usée à traiter.

Le brassage a pour but d'éviter les dépôts et d'homogénéiser la biomasse dans l'eau usée dont le mélange est appelé liqueur mixte.

L'aération qui peut se faire avec de l'air, ou avec l'oxygène pure, a pour but de dissoudre ce gaz dans la liqueur mixte afin de répondre aux besoins épuratoires et métaboliques des bactéries épuratrices aérobies. [6]

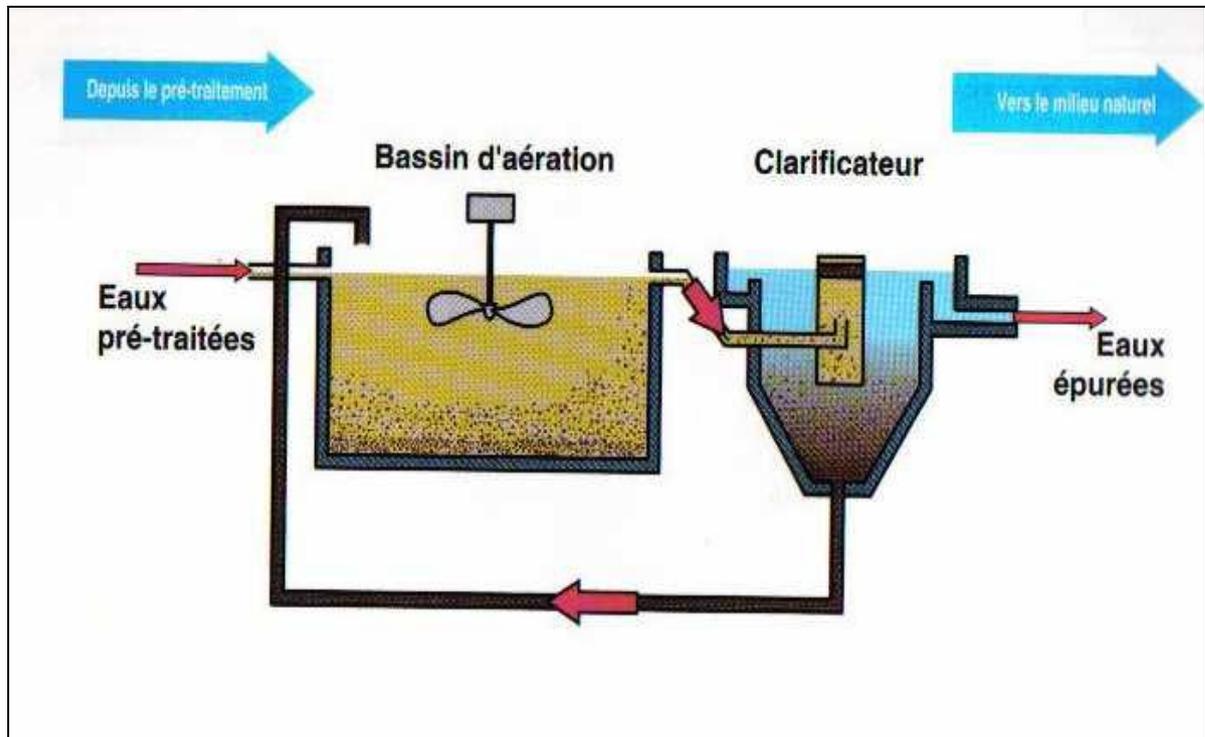


Figure II.13 : Schéma du principe d'épuration à boues activées.

Tableau II.5: Avantages et inconvénients des procédés intensifs.

Procédés	Avantages	Inconvénients
Lit bactérien	<ul style="list-style-type: none"> ○ Faible entretien ○ Exploitation facile ○ Economie d'énergie ○ Résister aux variations de charges 	<ul style="list-style-type: none"> ○ Sensible au colmatage ○ Décantation primaire indispensable ○ Sensible au froid ○ Développement d'odeur et des mouches ○ Investissements coûteux
Disque biologique	<ul style="list-style-type: none"> ○ Aération naturelle. ○ Exploitation facile. ○ Insensible aux brusques variations de PH. 	<ul style="list-style-type: none"> ○ Construction et entretien difficile ○ Sensible aux huiles et graisse ○ Sensible à l'apport brutal des matières toxiques
Boue activée	<ul style="list-style-type: none"> ○ S'applique aussi bien pour les eaux résiduaires urbaines ou industrielles ○ Bon rendement (>92%) ○ Résistance aux variations de température ○ Forte concentration en biomasse 	<ul style="list-style-type: none"> ○ La déshydratation des boues est très difficile ○ Coût de concentration élevée ○ Consommation importante d'énergie ○ Efficacité réduite en présence d'ions toxiques.

II. 4.4. Traitement tertiaire ou complémentaire :

Le traitement biologique permet l'élimination des matières organiques et minérales, mais pas les bactéries (virus...etc.) or dans certain cas une désinfection est nécessaire notamment dans les zones de baignade, et pour une réutilisation agricole des eaux.

Il existe de nombreuses techniques de désinfection des fluides et des surfaces parmi elles :

- Désinfection à l'ozone ;
- Désinfection par rayonnement UV ;
- Désinfection utilisant le dioxyde de chlore.

Mais ces techniques restent pratiquement inutilisables dans les domaines de l'épuration des eaux usées.

On peut citer aussi par exemple : l'échange ionique et l'adsorption sur du charbon actif.

Le coût excessif du traitement tertiaire explique pourquoi dans la majorité des stations d'épuration ce type de traitement est inexistant .Ce coût ne se représente pas seulement le prix des réactifs ou des équipements mais aussi celui d'un personnel hautement qualifié. Donc ca nécessite un investissement important et un coût d'exploitation très élevé.

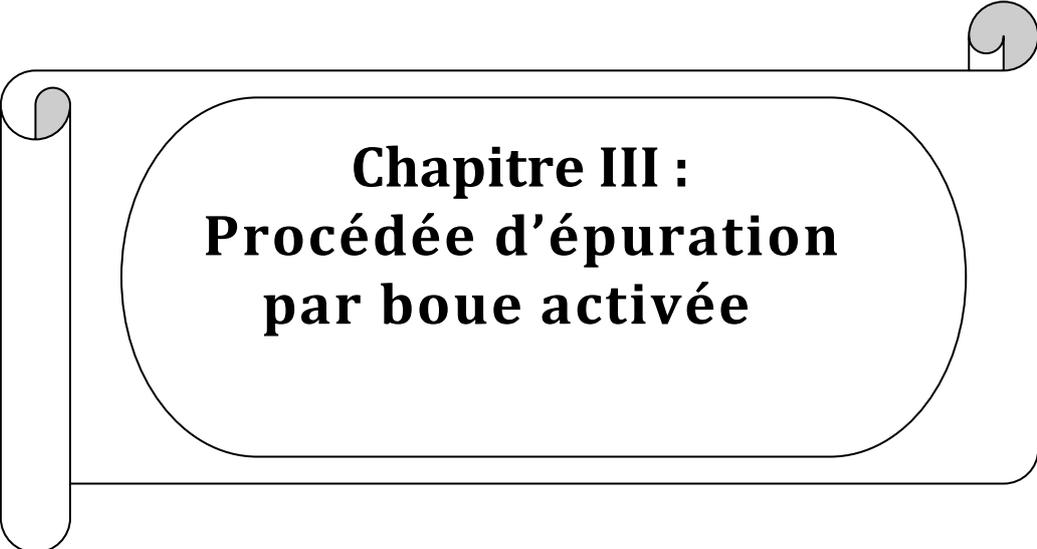
II. 5.Choix de la filière de traitement des eaux :

Les différents procédés d'épuration permettent d'obtenir une eau traitée respectueuse de l'environnement. Le choix du procédés le plus adéquat à traiter une eau usée ce fait en considérant les paramètres suivants :

- Taille de la population raccordée à la station ;
- Qualité de l'effluent ;
- Régularité du fonctionnement ;
- Rendement épuratoire ;
- Gestion des boues ;
- Coût d'exploitation ;
- Consommation d'énergie ;
- Coût d'investissement ;
- Place nécessaire.

II.6. conclusion

Après voir entamer ce chapitre ,on peut dire que l'épuration des eaux usées avec ces différents procédés est un moyen qui consiste à éliminée une grande partie de la pollution pour éviter tous les risques sanitaires ainsi bien protéger l'environnement et les ressources hydriques ,afin de sauvegarder l'équilibre écologique du milieu aquatique et pour une éventuelle réutilisation des eaux épurées dans divers domaines surtout en agriculture.



**Chapitre III :
Procédée d'épuration
par boue activée**

III.1. Introduction :

Le traitement des eaux résiduaires dans une station d'épuration est composé de deux filières à savoir, une filière eau dans laquelle l'eau est débarrassée de ses polluants et une filière boue dans laquelle les résidus générés par la première filière sont traités.

Les boues produites par les stations d'épurations sont fortement chargées en matière organique, et certaines hautement fermentescibles, ce qui les rend nuisibles pour l'environnement si elles sont rejetées directement sans traitement dans le milieu naturel.

III.2. Principe de l'épuration par boue activée :

Le procédé consiste à provoquer le développement d'une culture bactérienne dispersée sous forme de flocon dans un bassin brassé et aéré (bassin d'aération) et alimenté en eau à épurer.

Ce bassin de brassage a pour but d'éviter les dépôts et d'homogénéiser le mélange du floc bactérien et de l'eau usée (liqueur mixte). L'aération qui peut se faire à partir de l'air ou d'un gaz enrichi en oxygène, a pour but de dissoudre ce gaz dans la liqueur mixte afin de répondre aux besoins des bactéries épuratrices aérobies.

Après un certain temps de contact suffisant, la liqueur mixte est envoyée dans un clarificateur appelé parfois décanteur secondaire destiné à séparer l'eau épurée des boues. Ces dernières sont en partie recyclées dans le bassin d'aération pour y maintenir une concentration suffisante en bactéries épuratrices et l'excédent (boues en excès) est évacué vers le traitement des boues.

III.3. 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 biologiques 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 et de favoriser la diffusion de l'oxygène

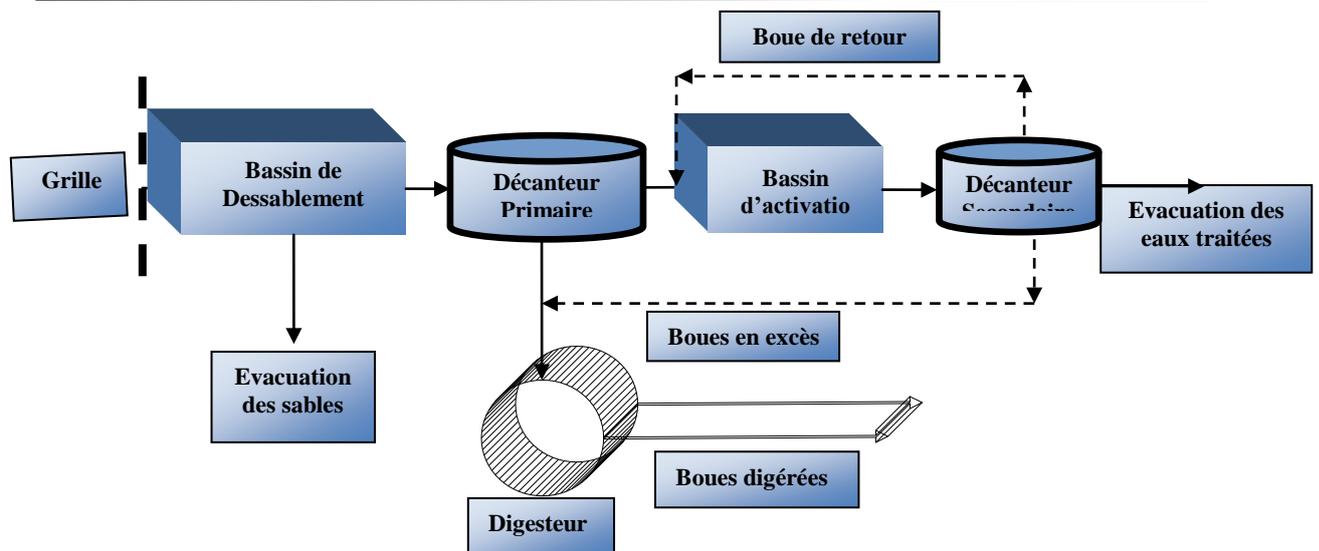


Figure. III.1:schéma d'une station de traitement par boues activées.

III.4.Le traitement des boues :

III.4.1.L'intérêt du traitement des boues :

Le traitement des boues vise à :

- Réduire la fermentation des boues pour atténuer ou supprimer les mauvaises odeurs.
- Réduire la teneur en eau des boues, visant à diminuer la quantité de boues à stocker et à épandre, ou améliorer leurs caractéristiques physiques;
- Eradiquer la charge en micro-organismes pathogènes (les traitements permettant cela ne sont mis en œuvre que dans des contextes particuliers).

III.4.2.Les méthodes de traitement des boues : [11]

Ce traitement dépend de la nature des boues et surtout de leur destination finale, il comprend une ou plusieurs étapes dont les principaux sont:

- ✓ Épaississement.
- ✓ Stabilisation.
- ✓ Déshydratation.

III.4.2.1.Epaississement des boues :

L'épaississement constitue le premier stade d'une réduction importante du volume des boues issues des traitements biologiques ou physico-chimiques des effluents urbains est conçue pour séparer l'eau interstitielle de boues suivant le mode de séparation solide liquide. On distingue principalement deux types d'épaississements:

- Epaississement par flottation.
- Epaississement par gravitation.

A).Epaississement par flottation :

Dans ce type d'épaississement, les fines bulles d'air formées par dépressurisation

s'accordent aux floes des boues, le mélange air matière s'élève à la surface où il est éliminé par raclage de surface.

B).Épaississement par gravitation :

C'est le procédé d'épaississement des boues qui est le plus utilisé. Les boues décantent gravitairement et se rassemblent au fond de l'ouvrage ce qui entraîne une concentration supérieure à la concentration initiale. Les boues sont soutirées et envoyées vers l'étape suivante du traitement, tandis que l'eau surnageant est évacuée de l'ouvrage et renvoyée en tête de station.

L'avantage de ce type d'épaississement est sa simplicité avec une dépense d'énergie modérée.

L'inconvénient majeur réside dans la surface et volume important des ouvrages d'épaississement, donc des investissements importants.

III.4.2.2.La stabilisation :

Mise en œuvre sur des boues riches en matière biodégradable. La stabilisation des boues vise donc à réduire le taux de matière organique de manière à assurer la réduction du caractère fermentescible des boues organiques, pour éviter les nuisances, notamment l'émission de mauvaises odeurs lors de leur stockage et de leur traitement de déshydratation. Cette stabilisation est inutile pour les systèmes à boues activées en aération prolongée, et de lagunage naturel.

Les boues produites à l'état liquide peuvent être stabilisées par des procédés de ;

- Traitement chimiques.
- Biologiques (aérobie ou anaérobie).

A). Stabilisation chimique :

Le principe de la stabilisation chimique est l'élévation du pH par adjonction de chaux éteinte sous forme de lait de chaux, et ce afin de bloquer l'activité biologique. C'est une stabilisation temporaire, qui n'autorise pas un stockage de longue durée qui permettrait un retour de l'activité biologique par abaissement du pH jusqu'à des valeurs proches de la neutralité d'où l'intérêt d'une stabilisation biologique.

B). Stabilisation biologique :*** Stabilisation aérobie :**

Consiste à aérer les boues, non nourries dans des ouvrages semblables aux bassins

d'aération, pendant une période prolongée qui provoque le développement de microorganismes aérobies conduisant à leur propre auto oxydation avec digestion des boues.

*** Stabilisation anaérobie :(digestion anaérobie)**

La digestion anaérobie comprend deux phases, le premier est la liquéfaction qui conduit à la production d'acides volatiles ; La seconde est la phase de gazéification où les acides volatiles produisent du gaz méthane.

III.4.2.3.La déshydratation :

La déshydratation est destinée à diminuer le taux d'humidité et donc le volume de ces boues, de façon à faciliter les opérations d'évacuation.

Pour ce faire, deux procédés sont disponibles :

- Déshydratations artificielle.
- La déshydratation naturelle (séchage).

A).Déshydratations artificielle :

Dont le séchage artificiel relevé de deux principes; celle de la filtration et de la centrifugation.

*** La filtration :**

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

*** La déshydratation par centrifugation :**

Utilise des centrifugeuses du type décanteuse continue à un axe horizontal. L'avantage de cette technique réside dans son adaptation aux boues difficiles (boues huileuses). L'inconvénient majeur est la consommation importante d'énergie et l'usure rapide.

B).La déshydratation naturelle (séchage) :

*** Les lits de séchage :**

Les boues reposent sur un sol artificiel composé, de haut en bas, de 2 couches :

- ❖ Une couche de sable de 10 à 20 cm d'épaisseur (granulométrie : 0,5 à 1,5 mm) ;
- ❖ Une couche de gravillons à 30 cm (granulométrie 15-25 mm) ;
- ❖ Un système de drains à la base de cet ensemble assure l'évacuation des eaux.

Ces lits de séchage sont mis sous serre pour non seulement tirer partie du phénomène d'évaporation naturelle, mais aussi de l'accélérer par les rayons du soleil. On parle alors de

séchage solaire. En sortie des lits de séchage, les boues sont solides.

III.5. Classement des procédés par boues activées :

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

a. **Charge massique :**

La charge représente la quantité de pollution mesurée en DBO5 arrivant par jour sur l'installation, ramené soit au volume de bassin d'aération, soit la quantité de biomasse mesurée en MVS. [12]

Cette notion C_m est importante car elle conditionne pour les différents paramètres de fonctionnement de la boue activée.

Elle est déterminée par le rapport suivant :

$$C_m = \frac{\text{Pollution journalière (DBO5)}}{\text{Biomasse présente (MES)}} \dots\dots\dots \text{(III.1)}$$

Ou :

$$C_m = \frac{\text{Débit (Q) x [DBO5]}}{\text{Volume du bassin d'aération x [MVS]}_{BA}} \dots\dots\dots \text{(III.2)}$$

Avec :

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

b. **Charge volumique :**

La charge volumique C_v traduit le rapport entre la masse journalière de substrat biodégradable apporté par l'effluent brut et le volume de bassin épurateur. [12]

Elle est déterminée par:

$$C_v = \frac{\text{Pollution journalière (DBO5)}}{\text{Volume du bassin d'aération}} \dots\dots\dots \text{(III.3)}$$

Ou :

$$C_v = \frac{Q \times [DBO5]}{V_{BA}} \dots\dots\dots \text{(III.4)}$$

Avec :

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

Cette donnée permet d'évaluer le volume de bassin et elle n'a aucune signification biologique.

c. Age des boues :

L'âge des boues A_b est un rapport entre la masse des boues présentes dans le réacteur et la masse journalière des boues extraite de la station. Cette notion d'âge de boue traduit la présence ou l'absence de germe nitrifications. [12]

Il est calculé par :

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

Avec :

$$X_a = \frac{C_v}{C_m} \dots\dots\dots (III.6)$$

- ❖ X_a : concentration en biomasse.
- ❖ ΔX : la masse de boues extraites quotidiennement.
- ❖ V : le volume de l'aérateur.

d. ndice de Mohlmaan I_m :

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

$$I_m = v/m \dots\dots\dots (III.6)$$

Avec :

- ❖ M: Masse totale des MES dans le bassin de boue activée.

❖ V : Volume des boues décantées en une demi-heure.

Plus l'indice de mohlmaan est élevé moins la boue est bien décantée. Une boue activée de bonne structure a un indice de mohlmaan compris entre 50 et 100 ml/g.

e. temps de séjour Ts :

De façon générale, c'est le temps de séjour hydraulique de l'eau dans un bassin (dessableur, décanteur primaire, bassin d'aération, clarificateur, ...) permettant le déroulement des phases de traitement souhaitées :

- sédimentation, tassement, séparation (pour les dessableurs et décanteurs),
- Mise en contact, adsorption, assimilation, respiration, ... (pour le bassin d'aération).

Il dépend de deux facteurs :

- ✓ Le volume du bassin V considéré (m³).
- ✓ Le débit de l'effluent transitant Q (m³.h⁻¹).

Donc : $T_s = V/Q$ (III.7)

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

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

III.6.Choix du procédé d'épuration :

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

a. Procédé à forte charge :

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

b. Procédé à moyenne charge :

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

c. Procédé à faible charge :

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

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

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

III.6. L'aération :

III.6.1. Rôle :

La fourniture de l'oxygène, indispensable à la vie de la biomasse épuratrice, constitue la part prépondérante de la consommation énergétique d'une station d'épuration à boues activées (50 à 80 %).

Généralement, cet oxygène dissous est fourni à partir du transfert de l'air atmosphérique dans le mélange eaux - boues activées soit :

- Par injection d'air dans l'eau.
- Par projection d'eau dans l'air.

Dans beaucoup de cas, les dispositifs utilisés ont une double fonction :

- L'aération.
- Le brassage des boues.

Afin de maintenir en suspension les micro-organismes et permettre les échanges d'oxygène et de matières nutritives entre le liquide et les bactéries.

L'oxygène apporté doit satisfaire les besoins liés à la respiration des bactéries et autres organismes vivants de la boue activée.

III.6.2. Les Différents Systèmes D'aération :

Les principaux appareils utilisés de nos jours sur les stations d'épuration peuvent être classés en trois catégories :

- les aérateurs mécaniques de surface.
- les systèmes à injection d'air.
- les systèmes à base de pompes.

*** Les aérateurs de surface :**

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

*** Les systèmes à insufflation :**

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

La fourniture d'air provient soit de systèmes de soufflage centrifuge, mais le plus souvent de compresseurs volumétriques.

*** Les systèmes à base de pompes :**

Ils sont assez peu utilisés, en France, pour l'aération des boues activées. Certains d'entre eux ont des utilisations bien spécifiques : aération de lisiers par exemple.

III.7. Evolution de la matière organique en présence d'une masse bactérienne :

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

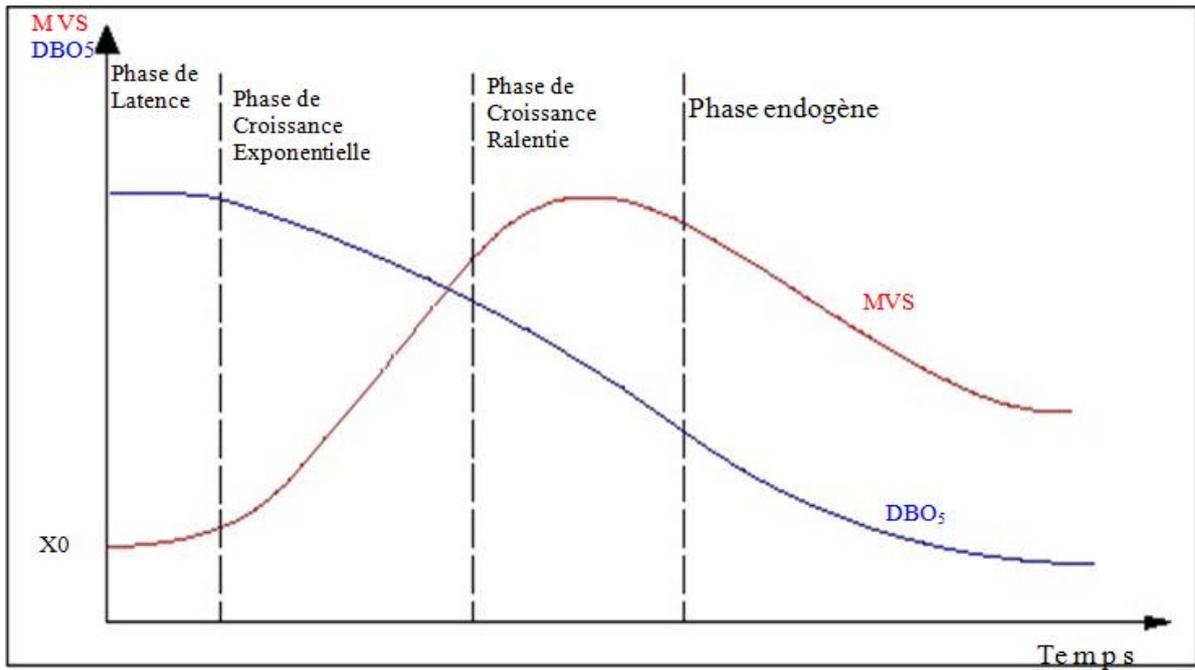


Figure III.2 : différentes phases de l'évolution de la DBO et MVS.

Phase I : de latence :

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

Phase II : de croissance exponentielle :

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

$$\frac{dX}{dt} = \mu X \dots\dots\dots(1)$$

X : La masse bactérienne présente au temps (t)

μ: Taux de croissance en j⁻¹

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

X_o : La masse bactérienne présente au temps t_o

Phase III : croissance ralentie :

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

$$\frac{dX}{dt} = K.X.S$$

On définit la notion du rendement comme suit

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

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

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

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

Et par un développement en série de TAYLOR on aura :

$S_f/S_o = 1 / (1 + K'' x T)$(3)

- ❖ S_f : Quantité de substrat final (DBO final).
- ❖ S_o : Quantité de substrat initial (DBO initial).

Phase IV : stationnaire :

Les bactéries continuent à se diviser, mais en utilisant les réserves accumulées au cours des stades précédents. Et on a : $\frac{dX}{dt} = -bX$

- ❖ dX/dt : Vitesse de disparition du substrat.
- ❖ b : Taux de mortalité.

Phase V : de déclin ou phase endogène :

L'épuisement du milieu en matières organiques, provoque la mort de nombreux micro-organismes. Il se passe alors une auto-oxydation c'est la phase endogène. L'oxygène apporté est utilisé par les bactéries pour leur propre transformation en produits finaux (CO₂, H₂O, NO₂...).

III.8. les facteurs influent sur les boues activées :

➤ **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.

➤ **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.

➤ **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.

➤ **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.

➤ **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.

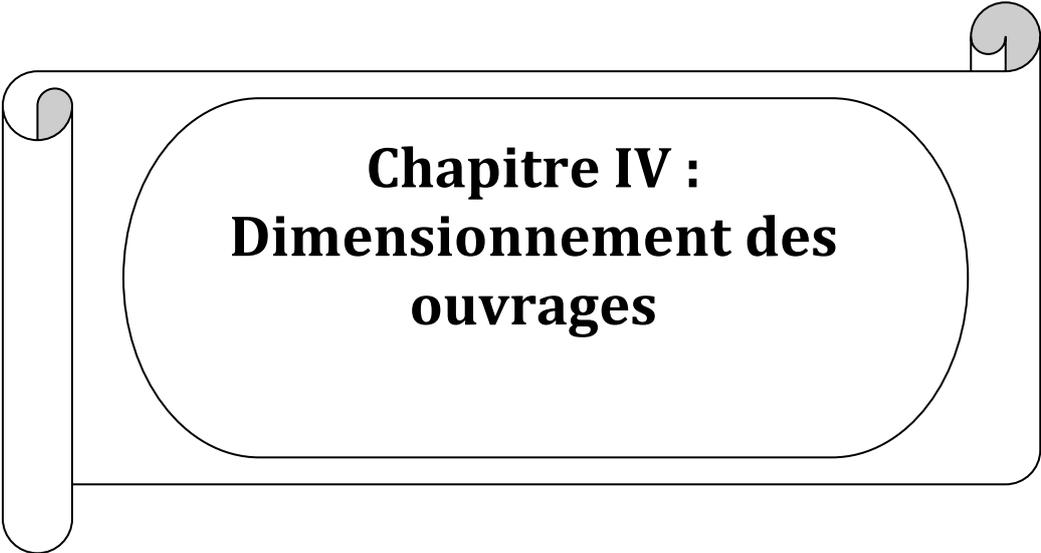
III.9. La recirculation :

La recirculation des boues décantées, du clarificateur vers le réacteur biologique doit remplir plusieurs objectifs que l'on peut classer par ordre d'importance, de la façon suivante :

- Eviter le débordement du lit de boue.
- Préserver la qualité des boues en évitant une stagnation prolongée des boues.
- Ramener les boues encore « actives » dans le réacteur biologique afin de le réensemencer en bactéries, en quantité suffisante, au regard de la pollution à traiter.
- Favoriser la préconcentration des boues décantées afin de limiter les volumes à recirculer ou à extraire. .

Conclusion :

L'épuration des eaux usées de nos jours est une nécessité pour la préservation de l'environnement. Mais une épuration des eaux usées est toujours suivie d'un traitement des boues qui s'avère obligatoire puisque si les boues ne sont pas traitées, le risque sur le milieu naturel restera le même.



**Chapitre IV :
Dimensionnement des
ouvrages**

IV.1. Introduction :

Dans ce chapitre on va dimensionner les différents ouvrages de la chaine du traitement à boues activées, avec deux variantes dont la première sera une variante à moyenne charge et la deuxième à faible charge. Donc ce chapitre a pour but le dimensionnement de ces ouvrage afin d'éliminé une certaine charge de pollution et assurer un rejet conforme aux normes.

IV.2. Calculs de base pour le dimensionnement :

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

IV.2.1. Estimation des débits :

Le calcul des débits consiste à déterminer la consommation journalière qui se définit comme étant le produit de la dotation moyenne journalière par le nombre de consommateurs.

D'après l'ADE de KETTITENE, la dotation moyenne théorique liée aux ressources en eau potable actuelle sera 150 l/j/hab, et une dotation de 200l/j/hab pour l'horizon futur.

Suite au manque de données précises, les besoins des équipements de la ville de BENI SLIMANE sont prie a 30% des besoins domestiques et cela après l'analyse de la liste des équipements existant et ceux projetés par le PDAU.

Donc Il s'agit de déterminer :

- a). Le débit moyen journalier : $Q_{moy, j}$
- b). Le débit moyen horaire : $Q_{moy, h}$
- c). Le débit de pointe : Q_p
- d). Le débit diurne : Q_d

➤ **Calcul pour l'horizon 2030**

a). Le débit moyen journalier :

En considérant que le pourcentage de branchement au réseau d'assainissement est de 100 % , le débit total journalier se calcule comme suit :

Avec : $Q_{moy, j} = Q_p \text{ domest} + Q_{\text{equip}}$ (IV.1)

* **D** : Dotation (l/hab/j).

- * N : Nombre d'habitant l'horizon considéré.
- * Cr: Coefficient de rejet.

$Q_{p \text{ domest}} = D.N.Cr = 3885.84 \text{ m}^3/\text{j}$

$Q_{\text{equip}} = 0.3 Q_{p \text{ domest}} = 1165.752 \text{ m}^3/\text{j}$

$Q_{\text{moy, j}} = 3885.84 + 1165.752 = 5051.592 \text{ m}^3/\text{j}$

$Q_{\text{moy, j}} = 5051,592 \text{ m}^3/\text{j}$

b).débit moyen horaire :

Il est donne par la relation suivante :

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

$Q_{\text{moy, h}} = \frac{Q_{\text{moy, j}}}{24} = \frac{5051.592}{24} = 210,48 \text{ m}^3/\text{h}$

$Q_{\text{moy, h}} = 210,48 \text{ m}^3/\text{h}$

c).le débit de pointe :

En temps sec :

On le calcule par la relation suivante :

$Q_{\text{pte, s}} = K_p \cdot Q_{\text{moy, j}} \dots\dots\dots (IV.3)$

Avec :

$K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{\text{moy, j}}}} \quad \text{Si } Q_{\text{moy}} \geq 2,8 \text{ l/s.}$

$K_p = 3 \quad \text{Si } Q_{\text{moy}} < 2,8 \text{ l/s.}$

Dans notre cas le $K_p = 1,83$ d'où le calcul du débit de pointe :

$Q_{\text{pte, s}} = 1,83 \cdot 5051,592 = 9243,41 \text{ m}^3/\text{h}$

$Q_{\text{pte, s}} = 384,54 \text{ m}^3/\text{h}$

En temps de pluie :

$Q_{\text{pte, p}} = (3 \div 5) Q_{\text{pte, s}} \dots\dots\dots (IV4)$

Donc : $Q_{\text{pte, p}} = 384,54 \cdot 3 = 1153,62 \text{ m}^3/\text{h}$

$Q_{\text{pte, p}} = 1153,62 \text{ m}^3/\text{h}$

d).Le débit diurne :

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

$$Q_{moy,j} = \frac{Q_{moy,j}}{16} \dots\dots\dots (IV.5)$$

$$Q_{moy,j} = \frac{Q_{moy,j}}{16} = \frac{5051.592}{16} = 315,72 \text{ m}^3/\text{h}$$

$Q_d = 315,72 \text{ m}^3/\text{h}$

IV.2.2. Evaluation des charges polluantes :

Les analyses on étaiit faite par le laboratoire d’analyse de la qualité et de la conformité LABO-BIO-QUAL (Bougara-BLIDA) durant la période Mai–Juin 2013

Tableau IV.1 : Charge polluantes de la future station de BENI SLIMANE.

Charge polluantes	Concentration (mg/l)
DBO ₅	312.5
MES	375
DCO	625
Rapport DCO/DBO	2

(DRE MEDEA)

Donc il s’agit d’un rejet urbains biodégradable nécessitant une épuration biologique.

a).La charge moyenne journalière en DBO₅:

$$L_0 = C_{DBO5} \cdot Q_{moy,j} \dots\dots\dots (IV.6)$$

Avec :

- * **L₀** : Charge moyenne journalière en DBO₅.
- * **C_{DBO5}** : La concentration en DBO₅ moyenne (Kg / m³).
- * **Q_{moy,j}** : Débit moyen journalier en (m³ / j).

➤ **Calcul pour l’horizon (2030) :**

✚ La charge en DBO₅ :

Nous avons : C_{DBO5} = 312.5 mg/l.

On obtient : L₀ = 312.5 · 10⁻³ · 5051,592 ⇒ **L₀ = 1578,62 kg/j**

i.

✚ La charge en MES :

$$C_{MES} \cdot Q_{moy, j} \dots\dots\dots(IV.7)$$

Avec :

- * N_0 : charge moyenne journalière en MES.
- * C_{MES} : la concentration moyenne en MES (Kg / m³).

Nous avons : $C_{MES}=375$ mg/l.

Donc : $N_0 = 375 \cdot 10^{-3} \cdot 5051,592 = 1849.35$ Kg/j

$N_0=1849,35$ kg/j

✚ Calcul de la capacité de la station :

$$[Eq.hab] = \frac{Q_{moy,j} \cdot 1000}{Cr.D.} \dots\dots\dots(IV.8)$$

$$[Eq.hab] = \frac{Q_{moy,j} \cdot 1000}{Cr.D.} = \frac{5051.592 \cdot 1000}{0.8 \cdot 150} = 42096.6$$
 eq/hab

$N_0=42097$ eq/hab

Remarque :

Pour le calcul à l’horizon 2045(extension) on utilise la même procédure de calcul que l’horizon 2030

Les différents résultats pour les deux horizons 2030 et 2045 sont représenté dans le tableau suivant

Tableau IV.2:tableau récapitulatif des charges hydrauliques et des charges polluantes.

Paramètres	Unités	Horizon d'étude	
		2030	2045
Type de réseau	-	Unitaire	Unitaire
Capacité de la station	Eq/hab.	42097	53414
$Q_{moy, j}$	m ³ /j	5051.592	8546.096
$Q_{moy, h}$	m ³ /h	210.48	356.09
K_p	-	1,83	1,75
$Q_{pte, s}$	m ³ /h	384,54	623.64
$Q_{pte, p}$	m ³ /h	1153.62	1870.92
Q_d	m ³ /h	315.72	534.13
Charge journalière en DBO ₅	Kg/j	1578.72	2670.66
Charge journalière en MES	Kg/j	1849.35	3204.79

IV.3. LES PRETRAITEMENTS

Les principales opérations de prétraitements sont :

- ❖ Le dégrillage
- ❖ Le dessablage.
- ❖ Le déshuilage.

IV.3.1. Dégrilleur :

Le dégrilleur permet de protéger les ouvrages contre l'arrivée de gros objet flottants et de particules volumineuses qui pourraient nuire à l'efficacité du traitement et créer des colmatages.

Nous optons pour une grille de type et une grille de secours manuelle en cas de panne de la première grille.

IV.3.1.1. Formules et lois permettant le dimensionnement :

- **Méthode de KRISHMER:** [8]

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

$$L = S \cdot \sin \alpha / H_{\max} \cdot (1 - \beta) \cdot \delta \dots\dots\dots (IV.9)$$

Où :

L : largeur de la grille (m).

α : Angle d'inclinaison de la grille avec l'horizon ($\alpha = 60^\circ$).

H_{\max} : hauteur maximum d'eau admissible sur une grille $H_{\max} = (0.15-1.5)$ m.

β : Fraction de surface occupée par les barreaux.

$$\beta = \frac{d}{d + e} \dots\dots\dots (IV-10)$$

Tel que :

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

Tableau IV.3: Espacement et épaisseur des barreaux.

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

δ : Coefficient de colmatage de la grille.

- La grille manuelle : $\delta = 0.25$
- La grille mécanique : $\delta = 0.5$

S : surface de passage de l'effluent ($S = Q_{tp}/V$).

$$S = \frac{Q_{Ptp}}{V} \dots\dots\dots (IV.11)$$

- ✓ Q_{Ptp} : Débit de pointe (débit de la station) (m^3/s).
- ✓ V : vitesse de passage à travers la grille (m/s).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

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

Une vitesse de passage inférieure à 0.6 m/s provoque un dépôt de sable au fond du canal. L'expression de la largeur devient alors :

Donc : $L = Q_p \cdot \sin\alpha / V \cdot h_{max} (1 - \beta) \cdot \delta$

➤ Calcul pour l'horizon 2030

✚ Calcul Pour la Grille grossière :

$\alpha = 60^\circ$.

$Q_p = 1153.62 m^3/h = 0.32 m^3/s$

$V = 0.7 m/s$.

$H_{max} = 0.8 m$.

$K = 0.25$ (grille manuelle).

$\beta = d/d+e = 2/5+2=0.69$

$L = 0.32 \times \sin 60^\circ / 0.7 \times 0.8 (1-0.69) \times 0.25 = 2.8m$

L=2.8 m

- le calcul de la longueur L_0 :

On a: $\sin(\alpha) = h_{max}/L_0$ alors $L_0 = h_{max}/\sin(\alpha) = 1/\sin 60$

$L_0 = 1.15m$

L₀=1,15 m

- Calcul des pertes de charge :

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

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

$$\Delta H = \beta \left(\frac{d}{e}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{V^2}{2g} \text{Sin}\alpha \dots\dots\dots(\text{IV.12})$$

Avec:

ΔH : perte de charge(m).

d : espacement entre les barreaux (cm).

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

α : angle d'inclinaison de la grille.

e : épaisseur des barreaux.

β : coefficient dépendant de la forme des barreaux.

✓ $\beta = 2.42$ Pour les barreaux rectangulaires ;

✓ $\beta = 1.79$ Pour les barreaux circulaires ;

On a :

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

$d = 5\text{cm}$, $e = 2\text{cm}$, $\alpha = 60^\circ$, $V = 0.7\text{m/s}$

Donc :

$$\Delta H = 1,79 \left(\frac{2}{5}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{(0.7)^2}{2,9,81} \text{Sin}60^\circ = 0,011\text{m}$$

$\Delta H=0.011\text{m}$

▪ **Calcul des volumes des déchets retenus :**

$$V_{rmax} = \frac{N_{hab} * V_{retenu} * 10^{-3}}{365} = \frac{32382 * 5 * 10^{-3}}{365} = 0.44\text{m}^3/\text{j}$$

$$V_{rmin} = \frac{N_{hab} * V_{retenu} * 10^{-3}}{365} = \frac{32382 * 2 * 10^{-3}}{365} = 0.177\text{m}^3/\text{j}$$

$$V_{r\text{ moy}} = \frac{V_{rmax} + V_{rmin}}{2} = \frac{0.44 + 0.177}{2} = 0.31\text{m}^3/\text{j}$$

$V_{r, moy}=0.31\text{m}^3$

✚ **Calcul Pour la Grille moyenne :**

En utilisant la même formule, on obtient

▪ **Largeur :**

$$\beta = 2 / 2 + 1 = 0.67$$

$$L = 0.32 \times \sin 60^\circ / 0.7 \times 0.8 (1 - 0.67) \times 0.5 = 2.99 \text{ m.}$$

L=3 m

▪ **Perte de charge :**

On a :

$$\beta = 1,79 \text{ (barreaux de section circulaire)}$$

$$d = 2 \text{ cm}, e = 1 \text{ cm}, \alpha = 60^\circ, V = 0.7 \text{ m/s}$$

Donc :

$$\Delta H = 1,79 \left(\frac{2}{1}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{(0.7)^2}{2.9,81} \sin 60^\circ = 0,097 \text{ m}$$

$\Delta H=0.097 \text{ m}$

▪ **Longeur L_t :**

$$L_0 = h_{\max} / \sin(\alpha) = 1 / \sin 60^\circ L_0 = 1.15 \text{ m}$$

$L_0=1,15 \text{ m}$

▪ **Volumes des déchets retenus :**

$$V_{rmax} = \frac{N_{hab} * V_{retenu} * 10^{-3}}{365} = \frac{32382 * 10 * 10^{-3}}{365} = 0.89 \text{ m}^3 / \text{j}$$

$$V_{rmin} = \frac{N_{hab} * V_{retenu} * 10^{-3}}{365} = \frac{32382 * 5 * 10^{-3}}{365} = 0.44 \text{ m}^3 / \text{j}$$

$$V_{r \text{ moy}} = \frac{V_{rmax} + V_{rmin}}{2} = \frac{0.89 + 0.44}{2} = 0.67 \text{ m}^3 / \text{j}$$

$V_{r, \text{ moy}}=0.67 \text{ m}^3 / \text{j}$

Tableau IV.4 : Résultats du dimensionnement des grilles.

Dégrilleur	Horizon 2030		Horizon 2045	
	Grille grossière	Grille moyenne	Grille grossière	Grille moyenne
La largeur L (m)	2.8	3	1.8	1.24
La perte de charge ΔH (cm)	0.011	0.097	0.011	0.039

La longueur $L_0(m)$	1.15	1.15	1.15	1.15
Volume retenu moyen (m^3/j)	0.31	0.67	0.39	0.84

IV.3.2. Déssableur - dégraisseur:

Le dessableur-degraisseur permet la protection de la station contre le phénomène de dépôt, l'eau usée est aérée par insufflation permettant la séparation facile du sable et de l'eau en favorisant l'accumulation des huiles et graisses en surface.

V.3.2.1 dimensionnement du Déssableur - dégraisseur:

Le bassin de dessablage- dégraissage est du type longitudinal aéré avec insufflation d'air à la partie inférieure.

Pour qu'il y ait une sédimentation des particules, on doit vérifier:

$$\frac{L}{H} \leq \frac{V_e}{V_s} \dots\dots\dots(\text{IV.13})$$

V_e : Vitesse d'écoulement $V_e = 0.10$ à 0.50 m/s.

V_s : Vitesse de sédimentation $V_s = 40$ à 70 m/h

L : longueur du bassin.

H : profondeur du bassin $H = 1$ à 2.5 m.

Le déssableur - dégraisseur doit être dimensionné avec le rapport suivant:

$L/H = 10$ à 15 .

Le dimensionnement s'effectue selon les formules suivantes:

La section horizontale:
$$S_h = \frac{Q_p}{V_s}$$

On utilise le rapport :
$$\frac{L}{H} = 10$$

➤ **Calcul pour l'horizon 2030**

▪ **Section horizontal S_h :**

On prend:

- * $Q_p = 0.32 \text{ m}^3/ \text{s}$.
- * $V_e = 0.3 \text{ m/s}$.
- * $V_s = 50 \text{ m/h} = 0.0139 \text{ m/s}$.

$$S_h = \frac{Q_p}{V_s} = \frac{0.32 * 3600}{40} = 28.8m^2$$

$$S_h = 28.8 m^2$$

▪ **La longueur L:**

On choisit une largeur B=3m et on utilise une profondeur H tel que :

$$B = 3 m$$

La hauteur **H=1.5 m**; $\frac{L}{H} = 10$

Donc : $L = 15 m$

$$L = 15 m$$

▪ **Le volume :**

$$V = S_h \cdot H = 28.8 * 1.5 = 43.2m^3$$

$$V = 43.2 m^3$$

▪ **Temps de séjours t_s dans le bassin :**

$$t_s = \frac{V}{Q_p} = \frac{57.6}{0.32} = 216''$$

$$t_s = 3.6 \text{ min}$$

▪ **Vérification de l'inégalité :**

$$V_e/V_s = 0.3/0.0139 = 21.58 \text{ et } L/H = 15/2 = 7.5 \quad \text{c'est vérifié}$$

▪ **Calcul des besoins en air :**

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

$$Q_{air} = Q_p \cdot V$$

On prend $V = 1,5 m^3$ d'air/ m^3 d'eau le volume d'air à injecter.

$$Q_{air} = 0.32 * 1.5 = 0.48m^3 d'air / s$$

$$Q_{air} = 1728m^3 d'air / h$$

$$Q_{air} = 21728 m^3/h$$

IV.3.2.2. Calcul des quantités des matières éliminées par le déssableur :

On sait que le dessablage élimine dans les environs de 70% des matières minérales celles-ci représentent 30% des MES. C'est-à-dire :

$$MES = 70\% MVS + 30\% MM \dots\dots\dots(V.15)$$

- Les MES contiennent 30% des MM et 70% des MVS.
- La charge en MES à l'entrée de déssableur est $MES = 1849.35 \text{ Kg/j}$
- Les matières volatiles en suspension MVS contenues dans les MES sont :

$$MVS = 1849.35 * 0,7 = 1294.545 \text{ Kg/j}$$

$$MVS = 1294.545 \text{ Kg/j}$$

- Les matières minérales contenues dans les MES sont :

$$MM = 1849.35 * 0,3 = 554.805 \text{ Kg/j}$$

$$MM = 554.805 \text{ Kg/j}$$

- Les matières minérales éliminées :

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

$$MM_e = 554.805 * 0,7 = 388.364 \text{ Kg/j}$$

$$MM_e = 388.364 \text{ Kg/j}$$

- Les matières minérales à la sortie de dessableur :

$$MM_s = MM - MM_e = 554.805 - 388.364 = 166.441 \text{ Kg/j}$$

$$MM_s = 166.441 \text{ Kg/j}$$

- Les MES à la sortie de dessableur:

$$MES_s = MVS + MM_s = 1294.545 + 166.441$$

$$MES_s = 1460.986 \text{ Kg/j}$$

$$MES_s = 1460.986 \text{ Kg/j}$$

➤ **Calcul pour l'horizon 2045 (extension)**

Pour cet horizon, on dimensionne le dessableur-déshuileur avec la différence des débits des deux horizons :

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

On prend :

$$Q_{ptp} = 0,52 - 0,32 = 0,2 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Avec :

Q_{ptp} : le débit de la station.

Et la même chose pour les charges à l'entrée de degraisieur-dessableur, tel que :

$$MES = MES(2045) - MES(2030)$$

La charge en MES à l'entrée de déssableur (extension) est :

$$MES = 3204.79 - 1849.35 = 1355.44 \text{ Kg/j}$$

Le tableau récapitulatif ci-dessous représente les déférents résultats concernant les dimensions du déssableur-déshuileur pour les deux horizons 2030 et 2045 :

Tableau IV.5: Dimensions du déssableur-déshuileur.

Déssableur-déshuileur	unité	Horizons d'étude	
		2030	2045
Volume	m ³	43.2	27
Section horizontale	m ²	28.8	18
Longueur	m	15	6
Largeur	m	3	3
Hauteur	m	1.5	1.5
Temps de séjour	mn	3.6	2.25
Débit d'air à insuffler	m ³ /h	1728	1080
Quantités de MES à la sortie	Kg /j	1460.986	1070.8

IV.4. Traitement primaire:

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

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

V.4.1. Dimensionnement du décanteur primaire :

Pour notre étude, on a choisi un décanteur circulaire car leur construction est relativement économique en raison de la faible épaisseur des parois circulaires de béton armé et de la faible densité d'armatures.

Calcul pour l'horizon 2030

- Données pour le calcul du décanteur :

Le calcul du décanteur primaire se fera en fonction de la vitesse de chute limitée des particules et du temps de séjours de l'effluent et la charge d'effluent en pollution. le temps de séjours est compris entre 1 et 2 heures.

La vitesse limitée est donnée par la relation

$$K = Q_{pte}/Q_{moy} \dots\dots\dots(IV.14)$$

Tableau IV.6 : Les valeurs de la vitesse limite en fonction de Q_{moy}

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

Où : Q_{pte} : débit de pointe par temps sec.(m^3/h)

Q_{moy} : débit moyen horaire.(m^3/h)

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{pte} : 384,54m^3/h. \\ Q_{moy} : 210.48 m^3/h \end{array} \right. \Rightarrow K = \frac{384.54}{210.48} = 1.83 \approx 2.5$$

D'après le tableau la valeur de V_{limite} est : $V_{limite} = 2m/h$

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

$$S_h = \frac{Q_{ptp}}{V_{limite}} = \frac{1153.62}{2} = 576.81m^2 \Rightarrow S_h = 576.81 m^2$$

- **Calcul du volume V:**

$$V = Q_{ptp} * t_s$$

D'où : t_s est le temps de séjours

On prend : $t_s = 1.5h$.

$$1h < t_s < 2h$$

$$\text{Donc: } V = 1153.62 * 1.5 \Rightarrow V = 1730.43 m^3$$

- **Calcul de la hauteur du bassin H**

$$H = \frac{V}{S_h} = \frac{1730.43}{576.81} = 3m \Rightarrow H = 3 m$$

- * **Remarque :**

Il faut prévoir une hauteur de revanche afin d'éviter tout débordement au niveau de décanteur primaire.

On prend $h_r = 0.5m$.

$$\text{Donc la hauteur total sera } H = 3 + 0.5 = 3.5m. \Rightarrow H = 3.5 m$$

- **Calcul du diamètre du décanteur D:**

$$D = 27.1 m$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S_h}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 576.81}{3.14}} = 27.1 \text{m} \quad \Rightarrow$$

- Calcul du temps de séjours t_s : $t_s = V/Q_i$

D'où :

V : Volume du décanteur m^3

Q_i : Débit considéré m^3/h .

- pour le débit moyen horaire

$$t_s = V / Q_{\text{moy}} = 1730.43 / 210.48 = 8 \text{h } 22 \text{min.} \quad \Rightarrow$$

$$t_s = 8.22 \text{h}$$

- pour le débit de pointe par temps sec :

$$t_s = V / Q_{\text{pte}} = 1730.43 / 384.54 = 1.7 \text{h} \quad \Rightarrow$$

$$t_s = 1.7 \text{h}$$

V.4.2. Calcul de la quantité des boues éliminées:

On sait que la décantation primaire permet l'élimination de :

✓ 35% de DBO_5

✓ 60% de MES

- ❖ Charge à l'entrée du décanteur :

$$\text{DBO}_5 = 1578.72 \text{ Kg/j}$$

$$\text{MES} = 1460.986 \text{ Kg/j}$$

- ❖ Les charges éliminées par la décantation primaire :

$$\text{DBO}_{5e} = 0,35 \cdot \text{DBO}_5' = 0,35 \cdot 1578.72 = 552.552 \text{ Kg/j}$$

$$\text{DBO}_{5e} = 584.394 \text{ Kg/j}$$

$$\text{MES}_e = 0,6 \cdot \text{MES}' = 0,6 \cdot 1460.986 = 876.592 \text{ Kg/j}$$

$$\text{MES}_e = 876.592 \text{ Kg/j}$$

- ❖ Les charges à la sortie du décanteur primaire :

$$\text{MES}_s = \text{MES} - \text{MES}_e = 1460.986 - 876.592 = 584.394 \text{ Kg/j}$$

$$\text{MES}_s = 584.394 \text{ Kg/j}$$

$$\text{DBO}_{5s} = \text{DBO}_5 - \text{DBO}_{5e} = 1578.72 - 552.552 = 1026.168 \text{ Kg/j}$$

$$\text{DBO}_{5s} = 1026.168 \text{ Kg/j}$$

Calcul pour l'horizon 2045 (extension)

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

Donc :

$$Q_{pte} = Q_{p2045} - Q_{p2030} = 1870.92 - 1153.62 \quad Q_{pte} = 717.3 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{moy} = Q_{m2045} - Q_{m2030} = 356.09 - 210.48 \quad Q_{moy} = 145.61 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$K = \frac{239.1}{145.61} = 1.64 \approx 2.5$$

D'après le tableau la valeur de V_{limite} est : $V_{limite} = 2 \text{ m/h}$

Et la même chose pour les charges polluantes à l'entrée de décanteur primaire tel que :

$$DBO_5 = DBO_5 (2045) - DBO_5 (2030)$$

$$DBO_5 = 2670.66 - 1578.72 = 1091.94 \text{ Kg/j}$$

$$MES = MES (2045) - MES(2030) \quad MES = 1355.44 \text{ Kg/j}$$

Les résultats de dimensionnement de décanteur primaire pour les deux horizons sont représentés dans le tableau suivant.

Tableau IV.7:récapitulatif des résultats des calculs du décanteur primaire.

Décanteur primaire	Unités	Horizon d'étude	
		2030	2045
Volume	m ³	1730.43	1075.95
Surface	m ²	576.81	358.65
Diamètre	m	27.1	21.37
Hauteur	m	3.5	3.5
Temps de séjour	h	1.5	1.5
Quantités de DBO ₅ à la sortie	Kg/j	1026.168	709.761
Quantités de MES à la sortie	Kg/j	584.394	487.958

V.5.Traitement secondaire :

Pour le dimensionnement de la station de la ville de BENI SLIMANE, on propose deux variantes, la première est à moyenne charge et la deuxième est à faible charge.

Étude de la variante à moyenne charge :

❖ **La charge massique (Cm) :**

Pour le traitement à moyenne charge nous avons :

$$0, 2 < C_m < 0, 5 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg.MVS.}$$

❖ **La charge volumique (Cv) :**

Pour le traitement à moyenne charge :

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

Le calcul de la station sera basé sur les valeurs suivantes de Cm et Cv:

$$\checkmark C_m = 0,4 \text{ Kg DBO}_5 / \text{ Kg MVS.j}$$

$$\checkmark C_v = 1,2 \text{ Kg DBO}_5 / \text{ m}^3$$

V.5.1. Dimensionnement du bassin d'aération :

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

Calcul pour l'horizon 2030:

- Charge polluante à l'entrée du bassin $L_0 = 1026.168 \text{ Kg/j}$

- $C_m = 0,4 \text{ Kg DBO}_5 / \text{ Kg MVS.j}$

▪ **Calcul de la charge polluante à la sortie du bassin L_f :**

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

$$L_f = S_f * Q_j = \frac{30 * 5051,592}{10^3} = 151,55 \text{ kg / j}$$

$$L_f = 151,55 \text{ kg/j}$$

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

$$L_e = L_0 - L_f = 1026,168 - 151,55 = 874,62 \text{ kg/j}$$

$$L_e = 874,62 \text{ kg/j}$$

▪ **Le rendement d'épuration R :**

$$R = \frac{L_0 - L_f}{L_0} = \frac{1026,168 - 151,55}{1026,168} = 85,23 \%$$

$$R = 85,23 \%$$

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

On prend : $C_v = 1,2$

$$V = 1026,168 / 1,2$$

$$V = 855,14 \text{ m}^3$$

▪ **La hauteur :**

Elle est généralement comprise entre 3 et 5 m ; donc on prend $H = 4 \text{ m}$

Avec une revanche du bassin qui doit être $h \geq 80 \text{ cm}$.

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

On suppose deux bassins d'aération identiques de hauteur $H = 4 \text{ m}$

$$S_h = \frac{V}{H} = \frac{855,14}{4} = 213,785 \text{ m}^2$$

$$S_h = 213,785 \text{ m}^2$$

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

On à : $B = (S_h/2)^{0.5} = (213.785/2)^{0.5} = 10.34 \text{ m}$

B=10.34 m

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

On à : $L=2*B=21.38 \text{ m}$

L =21.38 m

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

Soit : $C_m = 0.4 \text{ kgDBO}_5/\text{kg MVS/j}$

$X_a = \frac{L_0}{C_m} = \frac{1218.75}{0.4} = 2565.42 \text{ kg}$

X_a= 2565,42kg

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

$X_a = \frac{X_t}{V} = \frac{2565.42}{855.14} = 3 \text{ Kg} / \text{m}^3$

[X_a]=3 Kg/m³

▪ **Calcul du temps de séjours t_s:**

- Pour le débit moyen horaire:

$t_s = \frac{V}{Q_{\text{moy}}} = \frac{855.14}{210.48} = 4.06 \text{ h}$

t_s=4.06 h

- Pour le débit de pointe par temps sec:

$t_s = \frac{V}{Q_{\text{pte}}} = \frac{855.14}{384.54} = 2.22 \text{ h}$

t_s=2.22 h

V.5.1.1.Calcul des besoins en oxygène:

Les besoins théoriques en oxygène sont déterminés par la relation suivante :

$Q(O_2) = a' \times L_e + b' \times X_t \dots \dots \dots (IV.15)$

Ou :

- ❖ L_e : la charge (DBO5) éliminée (kg/j).
- ❖ X_t : la masse totale des boues dans le bassin (kg) ou : X_t = X_a × V.
- ❖ V : le volume du bassin d'aération,
- ❖ a', b' : coefficients respiratoires ou :

a' : coefficient déterminant la fraction d'oxygène consommé pour fournir l'énergie du système de la matière Vivante 0.5 < a' < 0.65.

a' est en fonction de la charge massique pour notre cas : **a' = 0.53**

b' : fraction d'oxygène correspondant à la quantité de matière détruite par endogène pour fournir l'énergie d'entretien. **b' = 0.09**

Tableau IV.8 : Charge massique en fonction de a'

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
b'	0,06	0,07	0,075	0,08	0,085	0,09	0,1 à 1,2

$$Q(o_2) = 0.53 * 874.62 + 0.09 * 2565.42 = \mathbf{694,44 \text{ kg/j}}$$

$$Q(o_2) = \mathbf{694.44 \text{ Kg/j}}$$

❖ **Quantité d'oxygène horaire Q (o₂)_h :**

$$Q(o_2)_h = \frac{Q(o_2)}{24} = \frac{694.44}{24} = 28.93 \text{ kgO}_2 / \text{h}$$

$$Q(o_2)_h = \mathbf{28.93 \text{ kgO}_2 / \text{h}}$$

❖ **Quantité d'oxygène par 1m³ du bassin Q (o₂)' :**

$$Q(o_2)' = 694.44 / 855.14 = 0.81 \text{ kgO}_2 / \text{m}^3 \text{ j}$$

$$Q(o_2)' = \mathbf{0.81 \text{ kgO}_2 / \text{m}^3 \text{ j}}$$

❖ **Quantité d'oxygène en cas de pointe Q (o₂)_{pte} :**

$$Q(o_2)_{pte} = \left(a' \times \frac{L_e}{t_d} \right) + \left(b' \times \frac{X_t}{24} \right) \text{ Avec ; } t_d = 16$$

$$Q(o_2)_{pte} = \left(0.53 \times \frac{694.44}{16} \right) + \left(0.09 \times \frac{2565.42}{24} \right)$$

$$Q(o_2)_{pte} = \mathbf{38.59 \text{ kg/h}}$$

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

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

$$Q(o_2)_{reel\ pte} = \frac{Q(o_2)_{pte}}{\beta \times \alpha} = \frac{38.59}{0.8 * 0.85} = 56.75 \text{ KgO}_2 / \text{h}$$

On a $\alpha = 0.8$

$\beta = 0.85$

$$Q(O_2)_{reel\ pte} = \mathbf{56.75 \text{ kg/h.}}$$

V.5.1.2. Détermination des caractéristiques de l'aération:

On distingue deux systèmes d'aération utilisés dans les STEP, leurs différences résident dans le mode d'introduction de l'air :

- * Aérateur de surface.
- * Aérateur par insufflation d'air.

Pour notre étude, le choix du système d'aération est porté sur l'aération de surface qui est le plus utilisé dans nos jours dans les STEP, ce dernier présentent des avantages tels que :

- ✓ Bon rendement.
- ✓ Faible cout d'investissement.
- ✓ Maintenance et exploitation facile.
- ✓ Bonne adaptation aux fluctuations des débits.

✚ Calcul de la puissance d'aération nécessaire :

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

$$P_n = \frac{Q(O_2)_{\text{réel pte}}}{P_a} = \frac{56,75}{1.5}$$

P_n=37.83KW

✚ Puissance de brassage :

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

P_{abs} : puissance absorbée par m² du bassin (w/m²) P_{abs} = 80 w/m²

$$P_b = S_h * P_{abs} = 213.785 * 80 = \mathbf{17.1 \text{ KW.}}$$

P_b=13.68KW

✚ Calcul du nombre d'aération dans le bassin :

$$N_a = P_n / P_b = 2.21$$

N_a=3 aérateurs.

✚ Besoin en énergie de l'aérateur :

Dans les conditions normales, l'apport spécifique en énergie des aérateurs est de 1,5 Kg O₂/Kwh.

$$E = Q(O_2)_{\text{réel pte}} / 1,5 = 22.65 / 1,5$$

E =37.83 KWh /h

V.5.1.3. Bilan des boues :

a).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:

$$\Delta X = (a_m \times L_e) + X_{\min} + X_{dur} - (b \times X_t) - X_{eff} \dots \dots \dots \text{(IV.15)}$$

Avec :

- ❖ X_{min} :boues minérales.(30 % de MES)
- ❖ X_{dur} : boues difficilement biodégradables, évaluées à (fxMVS), pour le système à moyenne charge 0.3 <f< 0.35.
- ❖ a_m : coefficient du rendement cellulaire, pour les boues synthétiques ;
0.53 <a_m< 0.56

- ❖ b : fraction de boues détruites par auto oxydation.

$$b = b'/1.42 = 0.09 / 1.42 = 0.063$$

- ❖ X_t : masse totale en MVS dans le bassin.
- ❖ X_{eff} : boues sortantes avec l'effluent de $DBO_5 = 30 \text{ mg/l}$.

A la sortie du décanteur primaire, la charge journalière en M.E.S est:

La charge journalière en MES à la sortie de décanteur primaire est **584.394Kg/j**

$$X_{min} = 0.3 \text{MES}_s = 175.32 \text{ kg/j}$$

$$X_{dur} = 0.3 \times (0.8 \times 584.94) = 140.25 \text{kg/j}$$

$$a_m \times L_c = 0.53 \times 874.62 = 463.55 \text{ kg/j.}$$

$$X_{eff} = 30 \times 10^{-3} \times Q_j = 30 \times 10^{-3} \times 5051.592 = 151.55 \text{ kg/j}$$

$$\Delta X = 175.32 + 140.25 + 463.55 - 0.063 \times 2565.42 - 151.55 = 464.977 \text{kg/j}$$

$$\Delta X = 464.977 \text{ Kg/j}$$

b). Calcul de la concentration des boues en excès:

$$X_m = \frac{1200}{I_m} \dots \dots \dots (IV.16)$$

Avec :

X_m : Concentration de boues en excès

I_m : L'indice de Mohlman

I_m : Indique la bonne décantabilité des boues s'il se trouve dans la fourchette :(100 ÷ 150)

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

On prend : $I_m = 130$

D'où : $X_m = \frac{1200}{130} \Rightarrow X_m = 9.23 \text{Kg} / \text{m}^3$

$$X_m = 9.23 \text{ Kg} / \text{m}^3$$

c). Le débit de boues en excès :

Ce débit est donné par :

$$Q_{excès} = \frac{\Delta X}{X_m} = \frac{464.977}{9.23}$$

$$Q_{excès} = 50.37 \text{m}^3 / \text{j} = 2.1 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{excès} = 50.37 \text{ m}^3 / \text{j}$$

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

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

V : Volume de bassin

Donc : $q_{sp} = \frac{464.977}{855.14} q_{sp} = 0,54 Kg / m^3 . j$

$q_{sp} = 0.54 Kg / m^3 . j$

e).Le débit des boues recyclées :

Le taux de recyclage peut varier de 15à 100% de débit de l’effluent produit

Il est donné par l’expression suivante :

$$R = \frac{100[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]} \dots\dots\dots(IV.17)$$

R :taux de recyclage(%)

[X_a] : concentration des boues dans le bassin = 3 Kg/m³

Donc :

$$R = \frac{100*3}{\frac{1200}{130} - 3} = 48.15 \%$$

$R = 48.15 \%$

f).Le débit des boues recyclées :

$$Q_r = R.Q_j \dots\dots\dots(IV.18)$$

Donc : $Q_r = 0,4815 * 5051.592 Q_r = 2432.248 m^3 / j$

$Q_r = 2432.25 m^3 / j$

g).Age des boues :

Donc :

$$A_b = \frac{X_t}{\Delta X} = \frac{2565.42}{464.977} = 5,52 jours.$$

$A_b = 5.52 Jours$

$A_b = 5 jours et 12 heures.$

❖ Remarque :

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

IV.6. Décanteur secondaire (clarificateur) :

Le clarificateur a pour but, la séparation de floc biologique de l’eau épurée.

Les boues déposées dans le clarificateur sont recirculées vers le bassin d’aération afin d’y maintenir une concentration quasi constante en bactéries et les boues en excès sont évacuées vers les installations de traitement de boues (épaississement, déshydratation).

IV.6.1. Dimensionnement du décanteur secondaire (clarificateur):

Le principe de calcul du décanteur secondaire (clarificateur) est le même que celui du décanteur primaire.

Pour le calcul du décanteur secondaire, on prend les données suivantes :

- ✓ Le temps de séjour : $t_s = (1 \div 2)$ heures on prend $t_s = 1,5h$
- ✓ Le débit : $Q_{ptp} = 1153.62m^3 / h.$

❖ **Le volume du décanteur :**

$$V = Q_{pte} \cdot t_s = 1153,62 \times 1,5$$

$$V=1730.43 \text{ m}^3$$

❖ **Hauteur du clarificateur :**

Hauteur du décanteur est : $H = (3 \div 5)$ m. on prend : **H=4m**

$$H=4m$$

* **Remarque :**

Il faut prévoir une hauteur de revanche afin d'éviter tout débordement au niveau de décanteur primaire. On prend $h_r=0.8m$.

❖ **La surface horizontale du décanteur**

$$Sh = v/h = 1730.43 / 4 = 432.61 \text{ m}^2$$

$$Sh=432.61m^2$$

❖ **Le diamètre du décanteur :**

$$D = \sqrt{\frac{4.S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 432.61}{3,14}} = 23,475m$$

$$D=23.48 \text{ m}$$

❖ **Le temps de séjour :**

$$t_s = V / Q_{ptp}$$

$$t_s = 1730.43 / 1153.62$$

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

Calcul pour l'horizon 2045(extension):

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

❖ **Débit de la station**

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

$$Q_{ptp} = 1153.62 - 1870.92 = 717.3 \text{ m}^3/\text{h}$$

❖ **Débit moyen journalier**

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

$$Q_{moy j} = 8546,096 - 5051,592 = 3494,504 \text{ m}^3/\text{j}$$

La charge en MES à la sortie du décanteur primaire est de : **487,958kg/j**

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

Les résultats de dimensionnement de l'aérateur et le décanteur secondaire pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau IV.9: tableau récapitulatif des résultats pour la variante à moyenne charge.

Désignations	Unité	2030	2045
<u>Données de base</u>			
○ Débit moyen journalier $Q_{moy j}$	m^3/j	5051.592	3494.504
○ Débit pointe temps sec Q_{pts}	m^3/h	384.54	239.1
○ Débit pointe temps de pluie Q_{ptp}	m^3/h	1153.62	717.3
○ Charge polluante à l'entrée du bassin L_o	Kg/j	1026.168	487.958
○ La charge polluante à la sortie L_f	KgDBO_5/j	151.55	104.84
○ La charge polluante éliminée L_e	KgDBO_5/j	874.62	604.93
○ Le rendement de l'épuration R	%	85.23	85.23
<u>Dimensionnement du bassin d'aération</u>			
○ nombre de bassins	-	01	01
○ Volume du bassin V	m^3	855.14	591,4675
○ Hauteur du bassin H	m	4	4
○ Surface horizontale du bassin S_h	m^2	213.785	147,87
○ Largeur du bassin b	m	10.34	8.6
○ Longueur du bassin L	m	20.68	17.2
○ La masse de boues dans le bassin X_t	Kg	2565.42	1774,4025
○ Concentration de boues dans le bassin $[X_a]$	Kg/m^3	3	3
○ Temps de séjours t_s : pour le débit moyen	h	4.06	4.06
pour le débit de pointe par temps sec	h	2.22	2.47

<u>Besoin en oxygène</u>			
○ Quantité d'oxygène journalière $Q(O_2)$			
○ La quantité d'oxygène horaire $Q(O_2)/24$	KgO ₂ /j	694,4364	480.31
○ La quantité d'oxygène nécessaire pour un m ³ du bassin $Q(O_2)$	KgO ₂ /h	28.93	20.13
○ La quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe $Q(O_2)_{pte}$	KgO ₂ /m ³ j	0.81	0.81
○ Le besoin réel de pointe en oxygène.	KgO ₂ /h	38.59	26.69
	KgO ₂ /h	56.75	39.25
<u>l'aérateur par insufflation d'air à installer</u>			
○ Calcul de la puissance nécessaire à l'aération P_n	Kw	37.83	26.17
○ Calcul de la puissance de brassage et le maintien des solides en suspension dans le bassin P_b	Kw	17.1	11.83
○ Le nombre d'aérateurs dans le bassin	-	3	3
○ Besoin en énergie de l'aérateur E	KWh/h	37.83	26.17
<u>Dimensionnement du décanteur secondaire</u>			
○ Nombre de bassins	-	01	01
○ Volume du bassin V	m ³	1730.43	1075.95
○ Surface horizontale du décanteur S_h	m ²	432.61	268.988
○ Hauteur du décanteur H	m	4	4
○ Le diamètre du décanteur D	m	23.48	18.51
○ Le temps de séjours t_s	h	1.5	1.5
<u>Bilan de boues</u>			
○ Calcul de la quantité des boues en excès Δx	Kg/j	464.98	467,278
○ Concentration de boues en excès X_m	Kg/m ³	9,23	9.23
○ Le débit de boues en excès $Q_{excé}$	m ³ /j	50.37	50,622
○ Le débit spécifique par m ³ de bassin q_{sp}	Kg/m ³ .j	0.65	0.79
○ Le taux de boues recyclées R	%	48.15	48.15
○ Le débit des boues recyclées Q_r	m ³ /j	2432.248	4114,787
○ Age des boues A_b	j	5j12h	3j19h

--	--	--	--	--

V.7. Traitement tertiaire (La désinfection) :

La désinfection des eaux usées est un traitement d'élimination durable des germes pathogènes, bactéries et virus.

Généralement la meilleure désinfection que l'on rencontre est l'hypochlorite de sodium (eau de javel) car ce dernier coûte moins cher et disponible sur le marché.

Calcul pour l'horizon 2030

a).Dose du chlore à injecter :

La dose du chlore nécessaire dans les conditions normales pour un effluent traité est de 5 à 10 mg/l pour un temps de contact de 30 minutes.

On utilise une dose de 10 mg/l pendant un temps de contact de 30 mn

b).La dose journalière :

$$D_j = Q_{moy j} * (Cl_2) = 5051.592 * 0.01 = 50.52 \text{ Kg/j}$$

$D_j = 50.52 \text{ Kg/j}$

c).Calcul de la quantité du javel pouvant remplacer la quantité du chlore:

On prend une solution d'hypochlorite à 40°

1° de chlorométrie → 3.17 g de Cl₂/ NaClO

40° de chlorométrie → X

$$X = 3.17 * 40 / 1 = 127 \text{ g de Cl}_2 / \text{NaClO}$$

$X = 127 \text{ g de Cl}_2 / \text{NaClO}$

d).La quantité d'hypochlorite nécessaire :

1 m³ (NaClO) → 127 kg de Cl₂

Q_j → 50.52 Kg/j

$$Q_j = 50.52 / 127 = 0.4 \text{ m}^3 \text{ (NaClO)/j} = 16.67 \text{ l/h}$$

$Q_j = 16.67 \text{ l/h}$

e).La quantité annuelle d'hypochlorite :

$$Q_a = Q_j . 365 = 146 \text{ m}^3 \text{ (NaClO)/an}$$

$Q_a = 146 \text{ m}^3 \text{ (NaClO)/an}$

IV.7.1.Dimensionnement du bassin de désinfection :

$$Q_{pte} = 1153.62 \text{ m}^3 / \text{h}$$

$$T_s = 30 \text{ mn}$$

a).Le volume du bassin :

$$V = Q_{pte} . T_s = 1153.62 * 30 / 60 = 576.81 \text{ m}^3$$

$V = 576.81 \text{ m}^3$

b).La hauteur du bassin :

On fixe H = 4m

$H = 4 \text{ m}$

c).La surface horizontale :

$$S_h = V/H = 144.203 \text{ m}^2$$

$$S_h=144.203 \text{ m}^2$$

d).La largeur et la longueur :

Notre bassin a une forme rectangulaire de surface $S_h=L*B$

On prend $L = 2*B$

$$\text{Donc } B = \sqrt{\frac{S_h}{2}} = \sqrt{\frac{144.203}{2}} = 8.49\text{m}$$

$$L=2*8.49=16.98\text{m.}$$

$$L=17 \text{ m}$$

On prend $L=17\text{m.}$

$$B=8.5\text{m}$$

$$B=8.5 \text{ m}$$

Calcul pour l'horizon 2045(extension)

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

❖ **Débit de la station**

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

$$Q_{\text{ptp}} = 1153.62 - 1870.92 = 717.3 \text{ m}^3/\text{h}$$

❖ **Débit moyen journalier**

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

$$Q_{\text{moy j}} = 8546,096 - 5051,592 = 3494,504 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les résultats de dimensionnement du bassin de désinfection pour les deux horizons (2030 et 2045) sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau IV .10. Tableau récapitulatif de dimensionne du bassin de désinfection pour les deux horizons.

<i>Caractéristiques</i>	<i>Horizon 2030</i>	<i>Horizon 2045</i>
<i>Nombre</i>	01	01
<i>Volume</i>	576.81	358.65
<i>Surface</i>	144.203	89.66
<i>Hauteur</i>	4	4
<i>Longueur</i>	17	6.7
<i>largeur</i>	8.5	13.4

V.8. Traitement des boues :

La filière de traitement des boues sera comme suite :

- ✓ Un épaissement des boues.
- ✓ Stabilisateur aérobie.
- ✓ Une déshydratation sur lits de séchage.

+ L'épaissement :

L'épaissement constitue le premier stade d'une réduction importante du volume des boues issue des traitements biologiques ou physico-chimiques des effluents urbains est conçue pour séparer l'eau interstitielle de boues suivant le mode de séparation solide liquide.

Généralement dans les STEP on utilise l'épaissement par décantation à cause de sa simplicité avec une dépense d'énergie modérée.

L'inconvénient majeur réside dans la surface et le volume important de ces ouvrages ce qui implique des investissements importants.

+ Stabilisateur aérobie :

Consiste à aérer la boue pendant une période prolongée qui provoque le développement de micro-organismes aérobies conduisant à leur propre oxydation avec digestion des boues. Donc le but de la stabilisation est d'éliminer dans la phase de respiration endogène 45% de MVS contenues dans les boues ce qui implique une réduction des matières organiques.

+ Déshydratation sur lits de séchage :

Les lits de séchage est composé d'une couche supérieure de sable de 10 cm, une couche intermédiaire de gravier fin, et une couche inférieure de gros gravier reposent sur le bol imperméabilisé et soigneusement nivelé.

Des drains (en ciment ou en plastique) sont disposés avec une légère pente, dans la couche de base

Calcul pour l'horizon 2030**IV.8.1. Dimensionnement de l'épaisseur :**

L'épaisseur sera dimensionner on fonction des charges polluantes éliminées dans le décanteur primaire et secondaire.

+ Boues issues dans le décanteur primaire B_I :

$$B_I = 1460.986 \text{ kg/j}$$

$$B_I = \text{DBO}_{5\text{éliminée}} + \text{MES}_{\text{éliminée}} = 584.394 + 876.592 = 1460.986$$

✚ Boues issues du décanteur secondaire B_{II} :

$B_{II} = \Delta X$: les boues en excès.

$$B_{II} = 464.92 \text{ kg/j}$$

Donc la quantité totale journalière des boues sera : $B_T = B_I + B_{II}$

$$B_T = 1460.986 + 464.92$$

$$B_T = 1925.91 \text{ kg/j}$$

La concentration de la boue à l'entrée de l'épaississeur :

Pour les boues primaires $X_I = 5.3 \text{ g/l}$.
 Pour les boues secondaires $X_{II} = 9.23 \text{ g/l}$.

✚ Calcul du débit journalier reçu par l'épaississeur :

* Pour les boues primaires B_I :

$$Q_{BI} = \frac{B_I}{X_I} \text{ Avec :}$$

B_I : quantité de boues issues du décanteur primaire.

X_I : on prendra une concentration des boues égale à 25g/l.

$$\text{Donc : } Q_{BI} = \frac{B_I}{X_I} = \frac{1460.986}{5.3}$$

$$Q_{BI} = 275.66 \text{ m}^3/\text{j}$$

* Pour les boues secondaires B_{II} :

$$Q_{BII} = \frac{B_{II}}{X_{II}} = \frac{464.92}{9.23}$$

$$Q_{BII} = 50.37 \text{ m}^3/\text{j}$$

On prendra : $X_{II} = 15 \text{ g/l}$

* Le débit total :

$$Q_B = Q_{BI} + Q_{BII} = 275.66 + 50.37 = 326.03 \text{ m}^3 / \text{j}$$

$$Q_B = 326.03 \text{ m}^3/\text{j}$$

* La concentration du mélange $[X]$:

$$[X] = \frac{B_I + B_{II}}{Q_B} = \frac{1460.986 + 464.92}{326.03} = 5.91 \text{ kg} / \text{m}^3$$

$$[X] = 5.91 \text{ Kg/m}^3$$

* Le volume de l'épaississeur V :

t_s : temps de séjours = 1.5j ; $t_s(1 \text{ à } 2 \text{ j})$.

$$V = Q_B \times t_s = 326.03 \times 1.5 = 489.045 m^3$$

$$V = 489.045 m^3$$

* La surface horizontale S_h :

Pour une profondeur de $H = 3m$ on calcul :

$$S_h = V / H = 489.045 / 3$$

$$S_h = 163.015 m^2$$

* Le diamètre D :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S_h}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 163.015}{3,14}}$$

$$D = 14.41m$$

V.8.2. Dimensionnement du stabilisateur aérobie

Le but de la stabilisation est d'éliminer dans la phase de respiration endogène 45% de MVS contenues dans les boues.

$$MES = 1849.35 \text{ kg/j (à l'entrée de dessableur)}$$

$$MM = 554,81 \text{ kg/j}$$

$$MVS = 1294.55 \text{ kg/j}$$

a). La quantité de MVS à la sortie de la stabilisation :

$$(MVS)_{\text{sortie}} = MVS - 0,45 \cdot MVS$$

$$(MVS)_{\text{sortie}} = 712 \text{ kg/j}$$

b). Temps de séjour :

$$T_s = 175 \cdot 10^{(-0,03 \cdot t)} / t = 35^\circ C$$

$$T = 15.6j$$

$$T = 15.6j$$

c). Boues en excès dans le stabilisateur :

$$Q_{\text{exces}} = MM + (MVS)_{\text{sortie}} = 554.81 + 712 = 1266.81 \text{ kg de boues/ j}$$

$$Q_{\text{exces}} = 1266.81 \text{ kg de boues/ j}$$

d). Dimensionnement du bassin de stabilisation :

❖ La masse de boue à maintenir dans le stabilisateur (M_B) :

$$M_B = Q_{\text{exces}} \cdot T = 1266.81 \cdot 15.6 = 19762.24 \text{ Kg}$$

$$M_B = 10362.51 \text{ Kg}$$

❖ Volume du bassin de stabilisation :

Sachant que La concentration q_B des boues épaissies s'étendant de 80 à 100 g/l on prend

$$q_B = 80 \text{ g/l}$$

$$V_{BS} = M_B / q_B$$

Avec :

$$\text{Donc : } V_{BS} = 19762.24 / 80 = 247.03 m^3$$

$$V_{BS} = 247.03 m^3$$

❖ **Surface horizontale:**

On prend la profondeur du bassin de stabilisation **H= 3m**

$$S_H = V_{BS} / 3$$

$$S_H = 82.34 \text{ m}^2$$

❖ **Largeur de bassin :**

Notre stabilisateur a une forme rectangulaire et la surface est donnée par ;

$$S_H = L * l \quad \text{on prend } L = 2 * l$$

Donc :

$$l = (S_H / 2)^{0.5} = 6.42 \text{ m}$$

$$l = 6.42 \text{ m}$$

❖ **Longueur de bassin :**

$$L = 6.42 * 2 = 12.84 \text{ m}$$

$$L = 12.84 \text{ m}$$

❖ **La quantité d'oxygène nécessaire à l'aération:**

La quantité d'air nécessaire s'effectuera à l'aide des aérateurs de surface, il faut :

$$2 \text{ kg O}_2 / \text{kg MVS détruit} \quad [5]$$

La masse des boues détruites par jour est de 712 kg/j

$$DO_2 = 2 * 712 = 1424 \text{ kg O}_2 / \text{j}$$

$$DO_2 = 1424 \text{ kg O}_2 / \text{j}$$

V.8.3. Dimensionnement des lits de séchage :

❖ **Le volume d'un lit V:** On prend les dimensionnes suivantes

$$L = 15 \text{ m}$$

$$H = 0.5 \text{ m}$$

$$B = 6 \text{ m}$$

$$V = 6 * 15 * 0,5 = 45 \text{ m}^3$$

$$V = 45 \text{ m}^3$$

La concentration de boues activées épaissies est de 20 à 50 g/l. On prenant une concentration de 90 g/l le volume journalier des boues épandues sera :

$$V_e = \frac{712}{90} = 7.91 \text{ m}^3 / \text{j}$$

$$V_e = 7.91 \text{ m}^3 / \text{J}$$

❖ **Volume des boues épandues par lit et par an V_a :**

On admet que le lit sert 12 fois par an

Donc :

$$V_a = 12 * V = 12 * 45 = 540 \text{ m}^3$$

$$V_a = 540 \text{ m}^3$$

❖ **Volume de boue à sécher par an V_{an} :**

$$V_{an} = 7.91 * 365 = 2887.15 \text{ m}^3 / \text{an}$$

$$V_{an} = 2887.15 \text{ m}^3 / \text{an}$$

❖ **Nombre de lits nécessaires :**

$$N = V_{an} / V_a = 2887.15 / 540$$

❖ **Surface nécessaire :**

$$N = 6 \text{ lits}$$

$$S=6*15=90m^2$$

La surface totale des lits de séchage sera : $S_T=N*S= 6*90 = 540 m^2$

$S= 540 m^2$

Calcul pour l’horizon 2045(extension)

Les résultats de dimensionnement de l’épaississeur, stabilisateur aérobie et le lit de séchage pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant

Tableau IV.11 : Tableau récapitulatif de traitement des boues à moyenne charge.

Désignations	Unité	2030	2045
<u>l’épaississeur</u>			
○ Nombre de bassin	-	1	1
○ volume de l’épaississeur	m ³	489.045	435.96
○ surface horizontal	m	163.015	145.32
○ diamètre	m	14.41	13.61
○ hauteur	m	3	3
<u>bassin de stabilisation</u>			
○ volume du bassin	m ³	247.03	181.1
○ longueur	m	12.84	11
○ largeur	m	6.42	5.5
○ hauteur	m	3	3
<u>Lit de séchage</u>			
○ Quantité des boues à extraire/j	m ³	7.91	5.192
○ Volume des boues épandues sur chaque lit	m ³	45	45
○ Volume des boues épandues par lit et par an	m ³	450	450
○ Volume des boues à sécher par an	m ³	2887.15	1895.08
○ Nombre des lits nécessaires	-	6	4
○ Surface nécessaire	m ²	540	360

Étude de la variante à faible charge

Etant donnée que les ouvrages de prétraitement ne traitent pas de la charge polluante à l’entrée de la station, leur dimensionnement reste identique à celui de la variante à moyenne charge, il s’agit des ouvrages suivants :

- le dégrilleur
- le déssableur déshuileur

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 : $C_m = 0,2 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS j}$

❖ Charge volumique :

$$0,35 < C_v < 0,6 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3\text{j}$$

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

Calcul pour l'horizon 2030

a). Donnée de départ :

- ✓ Débit moyen journalier $Q_{\text{moy j}} = 5051.592 \text{ m}^3/\text{j}$
- ✓ Charge polluante à l'entrée du bassin $L_o = 1578.72 \text{ Kg/j}$

b). Concentration de l'effluent en DBO₅

$$S_o = L_o / Q_{\text{moy j}} = (1578.72 / 5051.592) * 10^3 = 312.52 \text{ mg/l}$$

$S_o = 312.52 \text{ mg/l}$

c). La charge polluante à la sortie ($S_f = 30 \text{ mg/l}$)

$$L_f = S_f \cdot Q_{\text{moy j}} = 0,03 * 5051.592 = 151.55 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

$L_f = 151.55 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$

d). La charge polluante éliminée

$$L_e = L_o - L_f = 1578.72 - 151.55 = 1427.14 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

$L_e = 1427.14 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$

e). Le rendement de l'épuration

$$\eta_{ep} = (L_o - L_f) / L_o = 1427.14 / 1578.72 = 90\%$$

$\eta_{ep} = 90 \%$

IV.9. Dimensionnement du bassin d'aération :

➤ **Volume du bassin :**

$$V = L_o / C_v = 1578.72 / 0,5 = 3157.44 \text{ m}^3$$

$V = 3157.44 \text{ m}^3$

Vu que le volume du bassin est important, on projette deux bassin de forme rectangulaire de volume identique de : $V = 1578.72 \text{ m}^3$

➤ **La hauteur du bassin :**

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

$H = 4\text{m}$

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

➤ **Surface horizontale du bassin :**

$$S_h = \frac{V}{H} = \frac{1578,72}{4} = 394.68 \text{ m}^2$$

$S_h = 394.68 \text{ m}^2$

➤ **La largeur du bassin :**

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

$$B = 14.05 \text{ m}$$

$B = 14.05 \text{ m}$

➤ La longueur du bassin :

On prend :
 $L=2*B=2*14.05=28.1m$

$L=28.1m$

➤ La masse de boues dans le bassin :

$$Xa = \frac{L0}{cm} = \frac{1578.72}{0.2} = 7893.6 \text{ Kg}$$

$X_a= 7893.6 \text{ Kg}$

➤ Concentration de boues dans le bassin :

$$[Xa] = \frac{Xa}{V} = \frac{7893.6}{1578.72} = 2.5 \text{ Kg/m}^3$$

$[X_a]= 7893.6 \text{ Kg}$

➤ Calcul detemps de séjour :

- Pour le débit moyen horaire

$$ts = \frac{V}{Q_{moy,h}} = \frac{1578.72}{210.48} = 7.5h$$

$ts= 7h30min$

- Pour le débit de pointe par temps sec

$$t_s = \frac{V}{Q_{pt,s}} = \frac{1578.72}{384.54} = 4.1h$$

$ts= 4h6min$

IV.9.1.Besoin en oxygène :

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

$$Q(O_2) = a' \cdot x L_e + b' \cdot x X_t \text{ (Kg/j)}$$

Pour une valeur de C_m qui est de 0,15 ; on a : $a'=0,6$

➤ La quantité d'oxygène journalière :

$$Q(O_2)_j = (0,6 \cdot 1427,172) + (0,07 \cdot 7893,6) = 1408,86 \text{ KgO}_2/j$$

$Q(O_2)_j = 1408.86 \text{ KgO}_2/j$

➤ La quantité d'oxygène horaire :

$$Q(O_2)_h = 1408.86/24 = 58.7 \text{ KgO}_2/h$$

$Q(O_2)_h = 58.7 \text{ KgO}_2/h$

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

$$Q(O_2) = 1408.86/3157.44 = 0.45 \text{ Kg O}_2/m^3j$$

$Q(O_2) = 0.45 \text{ Kg O}_2/m^3j$

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

$$Q(O_2)_{pte} = (a' L_e / T_d) + (b' \cdot X_t / 24)$$

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

T_d : période diurne en heures $T_d= 16h$

$$Q(O_2)_{pte} = 0,6 \cdot 1427,172 / 16 + (0,07 \cdot 7893,6 / 24) = 76.54 \text{ Kg O}_2/h$$

$Q(O_2)_{pte} = 76.54 \text{ Kg O}_2/h$

➤ Les besoins réels de pointe en O₂:

$$Q(O_2)_{reel} = \frac{Q(O_2)_{pte}}{\beta \times \alpha} \quad ; \alpha = \frac{C_s(eau.usée)}{C_s(eau.épurée)} \text{ Tel que } 0.8 < \beta < 0.95. \text{ On prend: } \beta = 0.85$$

$$\text{Donc: } Q(O_2)_{reel pte} = \frac{76.54}{0.85 \times 0.8}$$

Q(O₂)_{reel pte}=112.56 kgO₂/h

IV.9.2. Calcule de l'aérateur de surface à installer:

a).Calcul de la puissance d'aération nécessaire :

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

$$P_n = \frac{Q(O_2)_{reel pte}}{P_a} = \frac{112.56}{1.5}$$

P_n=75.04 kw

b).Puissance de brassage :

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

P_{abs} : puissance absorbée par m² du bassin (w/m²) P_{abs} = 80 w/m²

$$P_b = S_h * P_{abs} = 394.68 * 80 = 31.57 \text{ KW.}$$

P_b =50.52 KW

c).Calcul du nombre d'aération dans le bassin :

$$N_a = P_n / P_p = 2.4$$

d).Besoin en énergie de l'aérateur :

N_a=3 aérateurs

Dans les conditions normales, l'apport spécifique en énergie des aérateurs est de 1,5

Kg O₂/KWh.

$$E = Q(O_2)_{reel pte} / 1,5 = 112.56 / 1,5$$

E =75.04 Kwh /h

IV.9.3.Bilan de boues :

➤ Calcul de la quantité des boues en excès :

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

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

Avec :

$$X_{min} = 438,296 \text{ Kg / j}$$

$$X_{dur} = 0,3 \text{ MVS}$$

$$X_{dur} = 0,3 * (0,8 * 1460,986) = 350,637 \text{ Kg / j}$$

$$b X_t = 0,05 * 7893,6 = 394,68 \text{ Kg/j}$$

$$a_m L_e = 0,53 * 1427,172 = 756,4 \text{ Kg/j}$$

$$X_{eff} = 0,03 * 5051,592 = 151,548 \text{ Kg / j}$$

Alors :

$$\Delta X = 438.296 + 350.637 + 394.68 - 526.21 - 151.548$$

$$\Delta X = 999,106 \text{ kg} / \text{j}$$

➤ **Concentration de boues en excès :**

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

On prend : $I_m = 130$ D'où : $X_m = \frac{1200}{130}$

$$X_m = 9,23 \text{ Kg} / \text{m}^3$$

➤ **Le débit de boues en excès :**

Ce débit est donné par : $Q_{\text{excès}} = \frac{\Delta X}{X_m} = \frac{999.106}{9,23} = 108.24 \text{ m}^3 / \text{j}$

$$Q_{\text{excès}} = 108.24 \text{ m}^3 / \text{j}$$

➤ **Le débit spécifique par m^3 de bassin :**

$$q_{\text{sp}} = \frac{\Delta X}{V} = \frac{999.106}{3157.44} = 0.32 \text{ Kg/m}^3/\text{j}$$

$$q_{\text{sp}} = 0.32 \text{ Kg/m}^3/\text{j}$$

V : Volume de bassin

➤ **Le débit des boues recyclées :**

$$R = \frac{100[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]} \text{ Donc : } R = \frac{100 * 2.5}{\frac{1200}{130} - 2.5}$$

$$R = 37.14\%$$

➤ **Le débit des boues recyclées :**

$$Q_r = R.Q_j = 0,3714 * 5051.92$$

$$Q_r = 1876.31 \text{ m}^3 / \text{j}$$

➤ **Age des boues :**

$$A_b = \frac{X_t}{\Delta X} = \frac{7893,6}{999.106} = 7.9 \text{ jours.}$$

$$A_b = 7 \text{ jours et } 22 \text{ heures.}$$

IV.10. Dimensionnement du décanteur secondaire (clarificateur) :

Remarque :

Le dimensionnement de décanteur secondaire (clarificateur) est identique à celui de la première variante (moyenne charge).

Calcul pour l'horizon 2045(extension)

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

❖ Débit de la station

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

$$Q_{\text{ptp}} = 1153.62 - 1870.92 = 717.3 \text{ m}^3/\text{h}$$

❖ Débit moyen journalier

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

$$Q_{moy\ j} = 8546,096 - 5051,592 = 3494,504\text{m}^3/\text{j}$$

La charge en MES à la sortie du dessableur-déshuileur est de : **1070.8 kg/j**

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

Les résultats de dimensionnement de l'aérateur et le décanteur secondaire pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau V.12: Les résultats pour les deux horizons 2030 et 2045 variante à faible charge.

Désignations	Unité	2030	2045
<u>Données de base</u>			
○ Débit moyen journalier $Q_{moy\ j}$	m^3/j	5051.592	3494.504
○ Débit pointe temps sec Q_{pts}	m^3/h	384.54	239.1
○ Débit pointe temps de pluie Q_{ptp}	m^3/h	1153.62	717.3
○ Charge polluante à l'entrée du bassin L_o	Kg/j	1578,72	1091.94
○ La charge polluante à la sortie L_f	KgDBO ₅ /j	151.55	104.84
○ La charge polluante éliminée L_e	KgDBO ₅ /j	1427.17	987.104
○ Le rendement de l'épuration R	%	90.4	90.4

<u>Dimensionnement du bassin d'aération</u>			
○ nombre de bassins		02	01
○ Volume du bassin V	m ³	1578.72	2183.88
○ Hauteur du bassin H	m	5	5
○ Surface horizontale du bassin S _h	m ²	394.68	436.78
○ Largeur du bassin b	m	14.05	14.78
○ Longueur du bassin L	m	28.1	29.56
○ La masse de boues dans le bassin X _t	Kg	7893.6	5459.7
○ Concentration de boues dans le bassin [X _a]	Kg/m ³	2.5	2.5
○ Temps de séjours t _s :			
* pour le débit moyen			
* pour le débit de pointe par tps, sec	h	7.5	15
* pour le débit de pointe par tps,	h	4.1	9.13
pluie	h	1.37	3.04
<u>Besoin en oxygène</u>			
○ Quantité d'oxygène journalière Q(O ₂)	KgO ₂ /j	1408.86	974.44
○ La quantité d'oxygène horaire Q(O ₂)/24	KgO ₂ /h	58.7	40.6
○ La quantité d'oxygène nécessaire pour un m ³ du bassin Q(O ₂)	KgO ₂ /m ³ j	0.45	0.45
○ La quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe Q(O ₂) _{pte}	KgO ₂ /h	76.54	52.94
○ Le besoin réel de pointe en oxygène.	KgO ₂ /h	112.56	77.85
<u>l'aérateur par insufflation d'air à installer</u>			
○ Calcul de la puissance nécessaire à l'aération P _n	KW	75.04	51.9
○ Calcul de la puissance de brassage et le maintien des solides en suspension dans le bassin P _b	Kw	50.52	34.94
○ Le nombre d'aérateurs dans le bassin	-	3	2
	KWh/h	75.04	51.9

○ Besoin en énergie de l'aérateur E			
<u>Dimensionnement du décanteur secondaire</u>			
○ Nombre de bassins	-	01	01
○ Volume du bassin V	m ³	1730.43	1075.95
○ Surface horizontale du décanteur S _h	m ²	432.61	268.988
○ Hauteur du décanteur H	m	4	4
○ Le diamètre du décanteur D	m	23.48	18.51
○ Le temps de séjours t _s	h	1.5	1.5
<u>Bilan de boues</u>			
○ Calcul de la quantité des boues en excès Δx	Kg/j	999.106	723.58
○ Concentration de boues en excès X _m	Kg/m ³	9,23	9.23
○ Le débit de boues en excès Q _{excé}	m ³ /j	108.24	78.39
○ Le débit spécifique par m ³ de bassin q _{sp}	Kg/m ³ .j	0.32	0.33
○ Le taux de boues recyclées R	%	37.14	37.14
○ Le débit des boues recyclées Q _r	m ³ /j	1876.31	1297.96
○ Age des boues A _b	j	7j22h	7j13h

IV.11.Traitement des boues :

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

Calcul pour l'horizon 2030

IV.11.1.Dimensionnement de l'épaisseur :

L'épaisseur sera dimensionner pour cette variante on fonction des charges polluantes éliminées dans le décanteur secondaire seulement.

❖ Boues issues du décanteur secondaire B_T:

B_{II} = ΔX : les boues en excès.

B_T = 999.106 kg/j

❖ Calcul du débit journalier reçu par l'épaisseur :

Q_j = 999.106 / 9.23 = 108.25 m³/j On prendra : X_{II} = 9.23 g/l

❖ Le débit total :

$$Q_{Tot}=108.25 \text{ m}^3/\text{j}$$

❖ Le volume de l'épaisseur V:

t_s : temps de séjours = 2j ; t_s (1 à 15 j).

$$V= 162.37\text{m}^3$$

$$V = Q_B \times t_s = 108.25 \times 1.5 = 162.37\text{m}^3$$

❖ La surface horizontale S_h :

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

Pour une profondeur de $H = 3\text{m}$ on calcul :

$$S_h= 54.12 \text{ m}^2$$

$$S_h = V / H = 96.48 / 3$$

❖ Le diamètre D :

$$D= 8.3\text{m}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S_h}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 32.16}{3,14}}$$

❖ Calcul du débit des boues épaissies

On prenant une concentration de 90 g/l pour la concentration des boues après épaississement par décantations

$$Q_d = \frac{B_T}{90} = \frac{999.106}{90} = 11.1\text{m}^3/\text{j}$$

$$Q_d= 11.1\text{m}^3/\text{j}$$

IV.11.2. Dimensionnement des lits de séchage :

❖ Le volume d'un lit V :

$$D= 7.52\text{m}$$

On prend

$$L = 15 \text{ m}$$

$$H = 0.5 \text{ m}$$

$$B = 6 \text{ m} \quad V = 6 \times 15 \times 0,5 = 45 \text{ m}^3$$

$$V= 45 \text{ m}^3$$

Le volume journalier des boues à extraire sera :

$$V_e = 11.1 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$V_e = 11.1 \text{ m}^3/\text{j}$$

❖ Volume des boues épandues par lit et par an V_a :

On admet que le lit sert 12 fois par an
Donc :

$$V_a = 540 \text{ m}^3$$

$$V_a = 12. V = 12 * 45$$

❖ **Volume de boue à sécher par an V_{an} :**

$$V_{an} = 8.04 * 365$$

$$V_{an} = 4051.5 \text{ m}^3/\text{an}$$

❖ **Nombre de lits nécessaires :**

$$N = V_{an} / V_a = 4051.5 / 540$$

$$N = 8 \text{ lits}$$

❖ **Surface nécessaire :**

$$S = 6 * 15 = 90 \text{ m}^2$$

La surface totale des lits de séchage sera : $S_T = N * S = 8 * 90 = 720 \text{ m}^2$

$$S = 720 \text{ m}^2$$

Calcul pour l'horizon 2045(extension)

Les résultats de dimensionnement de l'épaisseur, le lit de séchage pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant

Tableau IV.13 : Tableau récapitulatif des résultats de la variante à faible charge pour l'horizon 2030 et 2045.

Désignations	Unité	2030	2045
<u>L'épaisseur</u>			
○ Nombre de bassin	-	1	1
○ volume de l'épaisseur	m ³	162.36	69.48
○ surface horizontale	m	54.12	32.16
○ diamètre	m	8.3	6.4
○ hauteur	m	3	3
<u>Lit de séchage</u>			
○ Quantité des boues à extraire/j	m ³	11.1	8.04
○ volume des boues épandues sur chaque lit	m ³	45	45
○ volume des boues épandues par lit et par an	m ³	540	540
○ volume des boues à sécher par an	m ³	4051.5	2934.6
○ nombre des lits nécessaires	-	8	6
○ Surface nécessaire	m ²	720	540

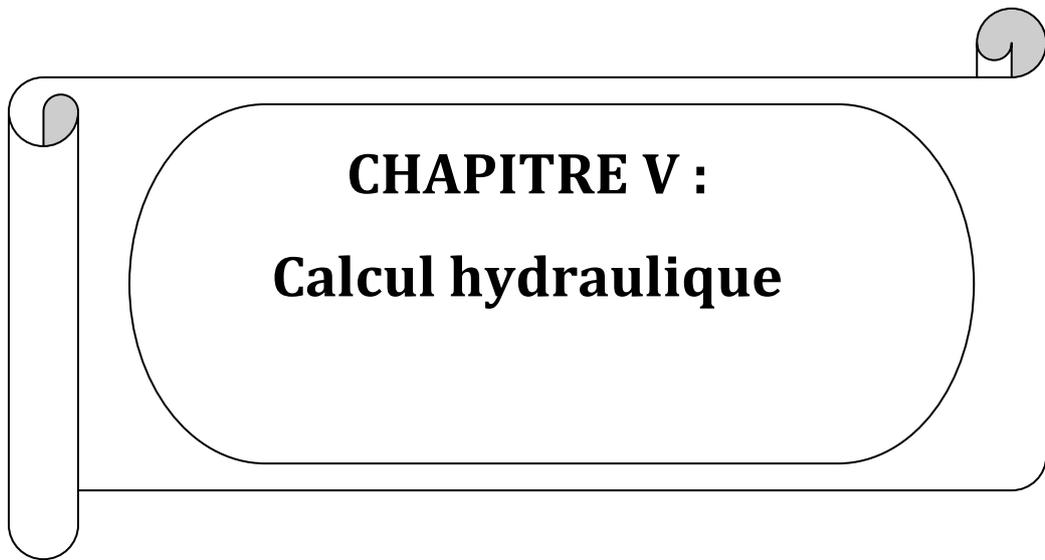
Remarque :

On remarque que pour la variante à faible charge, les ouvrages de traitement, plus précisément le bassin d'aération sont nettement plus importants que ceux de la variante à moyenne charge.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons étudié deux variante de points de vue dimensionnement (aspect technique), afin d'aboutir au choix finale entre ces deux variante on doit faire une étude économique, on se basant sur les critères suivant :

- * La qualité exigée par l'effluent épuré (norme des rejets).
- * La taille de l'agglomération étudiée.
- * La disponibilité de terrain.
- * Le cout de chaque variante.



V.1. Introduction :

Ce chapitre, a pour but le dimensionnement de déversoir d'orage et les conduites de rejet qui relient les différents ouvrages de la station.

Le bon fonctionnement de la station de point de vue hydraulique nécessite la détermination des cotes radier et cote piézométrique pour chaque ouvrage qui la constitue.

V.2. Déversoir d'orage :

Le déversoir d'orage permet la séparation des eaux véhiculé par le collecteur principal, une partie du débit est déversée directement dans un exutoire naturel qui est dans notre cas l'oued Belloulou, l'autre partie est recueillie par la station pour être traitée.

Ce qui permet de minimiser le risque de surcharger au niveau de la station pendant la période hivernale.

Nous allons projeter un déversoir d'orage à seuil latérale et le calcul sera fait pour l'horizon 2030.

V.2.1. Détermination du débit déversée vers l'exutoire naturel :

Le débit allant vers la station d'épuration correspond au débit de pointe en temps de pluie.

$$Q_{ST} = 3 \cdot Q_{ts} = 0.32 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{st} = 0.32 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le déversoir d'orage sera dimensionné pour un débit pluvial plus un débit de pointe d'eaux résiduaires (eaux usées domestiques).

$$Q_{ent} = Q_{Pl} + Q_{ts}$$

D'où

- ✓ Q_{ent} : Débit entrant au déversoir d'orage (m^3/s).
- ✓ Q_{pl} : Débit pluvial (m^3/s).
- ✓ Q_{ts} : Débit de pointe en temps sec (m^3/s).

$$Q_{ent} = Q_{Pl} + Q_{ts} = 1.27 + 0.107 = 1.377 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{ent} = 1.377 \text{ m}^3/\text{s}$$

Donc le débit allant vers l'exutoire sera:

$$Q_{dév} = Q_{ent} - Q_{ST} = 1.377 - 0.32 = 1.06 \text{ m}^3/\text{s}$$

$Q_{dév} = 1.06 \text{ m}^3/\text{s}$

V.2.2. Calcul du diamètre du collecteur principal:

a) à l'amont du déversoir ;

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{ent} = 1.377 \text{ m}^3 / \text{s} \\ I = 0.5 \% \end{array} \right. \quad (\text{Abaque}) \Rightarrow D_{\text{amont}} = 1200 \text{ mm}$$

$D_{\text{amont}} = 1200 \text{ mm}$

Et d'après l'abaque de Bazin (01)

- ❖ $D_e = 1200 \text{ mm}$ (diamètre à l'entrer du déversoir)
- ❖ $Q_{ps} = 1,87 \text{ m}^3/\text{s}$ (débit a pleine section)
- ❖ $V_{ps} = 1,65 \text{ m/s}$ (vitesse a pleine section)

Et d'après l'abaque de Bazin (02)

- ❖ $r_Q = Q_v/Q_{ps} = 1.377/1.87 = 0,74$ (rapport des débits)
- ❖ $r_H = H_e/D_e = 0,64 \Rightarrow H_e = 0,56 \cdot 1200 = 672 \text{ mm}$ (hauteur de remplissage)
- ❖ $r_V = V/V_{ps} = 1,08 \Rightarrow V = 1,08 \cdot 1,65 = 1,782 \text{ m/s}$ (rapport des vitesses)

b) à l'aval du déversoir ;

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{\text{vers STEP}} = 0.32 \text{ m}^3 / \text{s} \\ I = 0.5 \% \end{array} \right. \quad (\text{Abaque}) \Rightarrow D_{\text{aval}} = 800 \text{ mm}$$

$D_{\text{aval}} = 800 \text{ mm}$

D'après l'abaque de Bazin (01)

- ❖ $D_s = 800 \text{ mm}$
- ❖ $Q_{ps} = 0,62 \text{ m}^3/\text{s}$
- ❖ $V_{ps} = 1.23 \text{ m/s}$

Et d'après l'autre abaque (02)

$$r_q = 0,52; \quad r_h = 0,51; \quad r_v = 1,01;$$

V. 2.3. Dimensionnement du déversoir d'orage:

La hauteur d'entrée : $H_e = 672$ mm.

La hauteur de sortie : $H_s = 408$ mm.

La lame d'eau déversée $H_d = (H_e - H_s) / 2 = (672 - 408) / 2 = 264$ mm.

Donc la largeur du seuil déversant sera :

$$b = (3 * Q_d) / 2m(2g)^{1/2}H_d^{3/2}$$

Avec :

m : Coefficient de débit dépend de la forme du seuil et varie également suivant la hauteur de la lame d'eau déversée pour les crêtes minces $m = 0,6$

g : L'accélération de la pesanteur ; $g = 9,81$ m²/s

$$b = (3 * 1,06) / 2 * 0,6 * (2 * 9,81)^{1/2} * 0,264^{3/2} = 8.82$$
 m

b = 8.82 m.

V.3. Dimensionnement de la conduite de fuite :

C'est une conduite qui sert à évacuer l'eau de pluie rejetée par le déversoir d'orage vers l'oued ainsi pour avoir un bon écoulement, cette conduite doit être en béton.

On impose une pente de 1%.

$$Q_d = 1.27$$
 m³/s

D'après l'abaque de Bazin (01) on aura :

- ❖ $D_{dév} = 1000$ mm
- ❖ $Q_{ps} = 1.76$ m³/s
- ❖ $V_{ps} = 2.24$ m/s

Donc abaque de Bazin (02) on aura :

$$r_Q = 0,72$$

$$r_h = 0.63$$

$$r_v = 1,085$$

V.4. Dimensionnement de la conduite By-pass :

Cette conduite est appelée à véhiculer un débit de $Q_p = 0,32$ m³/s sous une pente de 1% et elle devra intervenir lors d'un danger ou bien une panne au niveau de la station donc l'eau sera dirigé vers milieu récepteur.

D'après l'abaque de Bazin (01) :

$$D_p = 600$$
 mm
$$Q_{ps} = 0.41$$
 m³/s
$$V_{ps} = 1.13$$
 m/s

Et d'après l'abaque de Bazin (02) :

$$rQ = 0,78 ; rH = 0,68; rV = 1,11.$$

V.5.Profil hydraulique :

Le profil hydraulique consiste à calculer les différents niveaux d'eau le long de la chaîne de traitement, puis relier ces niveaux par une ligne appelée (ligne piézométrique).

V.5.1.Côtes du terrain naturel des ouvrages :

Ces côtes sont tirées du plan d'implantation suivant la position topographique de chaque ouvrage.

Tableau V.1 : Cotes du terrain naturel des différents ouvrages de la station.

Désignation des ouvrages	Cotes du terrain naturel (m)
Dégrilleur	101.29
Dessableur-deshuilleur	100.56
Décanteur primaire	99.66
Bassin d'aération	99.41
Décanteur secondaire	98.83
Bassin de désinfection	98.56

V.5.2.Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages :

Tableau V.2 : Longueurs des conduites entre les ouvrages de la STEP.

Ouvrages	L réelle (m)
Dégrilleur – Dessableur-deshuilleur	15.78
Dessableur-deshuilleur– Décanteur I	20.98
Décanteur I - Bassin d'aération	12.19
Bassin d'aération - Décanteur II	5.92
Décanteur II- Bassin de désinfection	45

V.5.3.Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages et les pertes de charges :

Nous avons choisi le PEHD, comme matériau car il présente une bonne caractéristique de point de vue :

- ✓ Dureté, étanchéité
- ✓ Bonne résistance à la corrosion.
- ✓ Une très bonne flexibilité.
- ✓ Faible rugosité.

L'expression de perte de charge est exprimée par la formule de DARCY WEISBACH :

$$\Delta H_T = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} = C_{PA} - C_{PB} \dots \dots \dots (V.12)$$

Avec :

- K : coefficient de perte de charge
- Q : débit en m³/s ;(Q=0.32m³/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**

Pour le PEHD, on a :

- ✓ K=0,001052
- ✓ m=4,774
- ✓ β=1,77

A. Diamètre

D'après la formule (V.12) le diamètre est donné par cette formule :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \dots \dots \dots (V.13)$$

V.5.4.Calculs des cotes piézométriques et cotes de radier des différents ouvrages :

On calcule les cotes piézométriques d'après l'équation de Bernoulli donnée par :

$$P_1/W + V_1^2/2g + Z_1 = P_2/W + V_2^2/2g + Z_2 + H_{1-2}$$

P₁/W et P₂/W : énergies de pression dans les sections (1) et (2).

V₁²/2g et V₂²/2g : énergies cinétiques en (1) et (2).

Z₁ et Z₂ : cotes des points (1) et (2).

H₁₋₂ : pertes de charges dans le tronçon (1-2).

La variation de vitesse est très faible, donc les énergies cinétiques peuvent être éliminées il vient :

$$P_1/W + Z_1 = P_2/W + Z_2 + H_{1-2}$$

Posons: P₁/W = H₁ et P₂/W = H₂ donc :

$$H_1 + Z_1 = H_2 + Z_2 + H_{1-2}$$

C_{p1} = H₁ + Z₁ cote piézométrique au point (1).

C_{p2} = H₂ + Z₂ cote piézométrique au point (2).

$$C_{p2} = C_{p2} + H_{1-2}$$

a- Conduite dégrilleur -désableur (A-B)

On a : la côte du radier du dégrilleur(A) : 101.29m ,Hauteur d'eau : 0.8m
 D'où : $C_{PA}=102.09$ m
 Côte du radier du déssableur-déshuileur(B) :100.56 m
 Hauteur d'eau : 1.5m
 D'où : $C_{PB}:102.06$ m
 $L=15.78$ m

❖ **Diamètre**

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} = \sqrt[4.774]{0.001052 * 15.78 * (0.32)^{1.77} / (102.09 - 101.56)} = 0.579m$$

D_n=630mm

❖ **Cote piézométrique**

$$D'où on aura : C_{PB}' = C_{PA}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow C_{PB}' = 102.03m$$

b- Conduite déssableur - bassin de décantation (A-B)

$C_{PA}'=102.03$ m
 Côte du radier du bassin de décantation (B) : 99.66m ; Hauteur d'eau : 3 m
 D'où : $C_{PB} : 102.66$ m
 $L=20.98$ m

❖ **Diamètre**

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D=0,329m$$

D_n=400mm

❖ **Cote piézométrique :**

$$D'où on aura : C_{PB}' = C_{PA}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow C_{PB}' = 101.8m$$

c- Conduite bassin décantation - aération (A-B)

$C_{PA}'=101.8$ m
 Côte du radier d'aérateur (B) :99.41 m ; Hauteur d'eau : 4m
 D'où : $C_{PB}=103.41$
 $L=12.19$ m

❖ **Diamètre**

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D=0.237 m$$

D_n=315mm

❖ **Cote piézométrique**

$$D'où on aura : C_{PB}' = C_{PA}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow C_{PB}' = 101.26m$$

d- Conduite d'aération -bassin de clarificateur (A-B)

$C_{PA}'=101.26$ m

Côte du radier du bassin de clarification(B) :98.83m ;
 Hauteur d'eau : 4m ; D'où : CpB:102.83m
 L=5.92m

❖ **Diamètre**

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D=0,205m$$

Dn=315mm

❖ **Cote piézométrique**

$$D'où on aura : C_{PB}' = C_{PA} - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow C_{PB}'=101 m$$

e- Conduite clarificateur -bassin de désinfection (A-B)

CpA'=101 m
 Côte du radier du bassin de désinfection(B) :98.56m ;
 Hauteur d'eau : 4 m
 D'où : CpB:102.56m
 L=45m

❖ **Diamètre**

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D=0,315$$

Dn=400mm

❖ **Cote piézométrique :** D'où on aura : $C_{PB}' = C_{PA}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow C_{PB}'=100.5m$

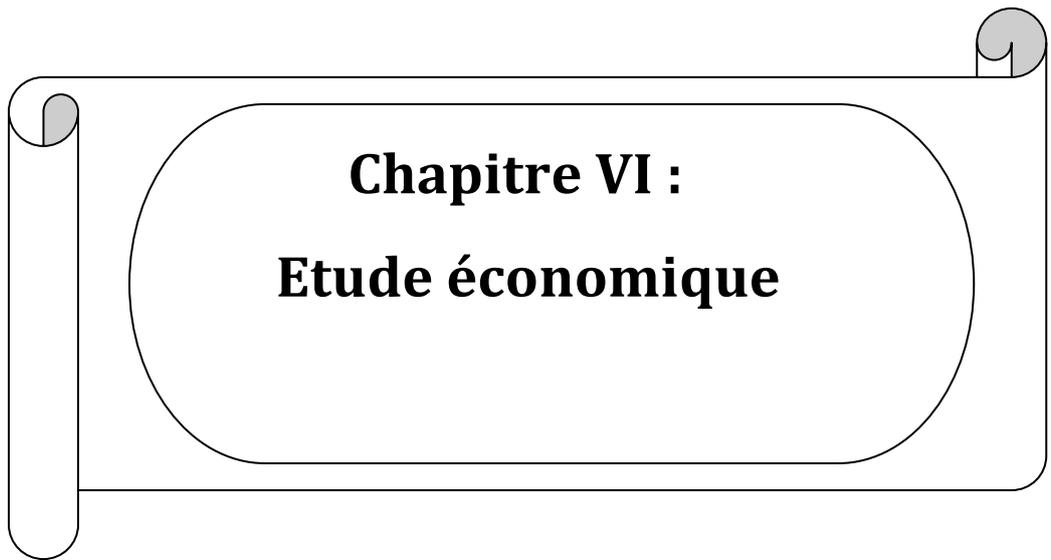
Les résultats obtenus sont résumés sur le tableau ci- dessous.

Tableau : V.3 : Récapitulatif des résultats.

Désignations	Cote terrain (m)	Plan d'eau (m)	Cote piézométrique (m)
dégrilleur	101.29	0.8	102.09
déssableur déshuileur	100.56	1.5	102.03
décanteur primaire	99.66	3	101.8
bassin d'aération	99.41	4	101.26
Décanteur secondaire	98.83	4	101
Bassin de désinfection	98.56	4	100.5

Conclusion :

Au terme de ce chapitre nous avons procédé à un calcul hydraulique de notre station d'épurations qui consistent au dimensionnement d'un déversoir d'orage ainsi qu'au différents conduits la constituant, puis on à déterminer les cotes piézométriques et les cotes radier afin d'élaborer un profil hydraulique.



Chapitre VI :
Etude économique

VI.1.Introduction

Ce chapitre consiste à faire une étude technico-économique des deux variantes soit la faible charge et la moyenne charge, dans le but d'en choisir la variante la moins couteuse.

VI.2 Coût de la variante: traitement par boues activées à moyenne charge

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 2030 seulement.

VI.2.1 Coût d'investissement :

a. Coût de terrassement :

Le prix du m³ de terrassement sera évalué à 200 DA.

L'épaisseur de la couche terrassée est de 30 cm.

- Calcul du volume de couche terrassée

$$V_{\text{couche terrassée}} = 0.3 * S_h$$

S_h : surface horizontale de l'ouvrage considéré.

$$C_i = P \times V_i \text{ (DA)}$$

P = 200 DA ; c'est le prix d'un m³ de terrassement;

V_i : le volume de terrassement (m³)

Tableau VI. 1 : Coût de terrassement

Désignation de l'ouvrage	Nombre	Volume V, (m ³)	Coût DA
Dégrilleurs	2	7.104	1420.8
Déssableur - dégraisseur	1	8.64	1728
Décanteur primaire	1	173.043	34608.6
Bassin d'aération	1	64.136	12827.1
Décanteur secondaire (clarificateur)	1	129.783	25956.6
Epaississeur	1	43.27	8653.8
Stabilisateur aérobie	1	44.721	8944.2
Bassin de désinfection	1	24.702	4940.4
Lits de séchage	6	162	32400
Total	26	657.3975	131479.5

Coût total de terrassement est **131479.5DA**

• **Coût du béton armé :**

Le coût du béton revient actuellement à 40000 DA/m³

Le prix unitaire du fer : 75 DA/ kg.

Pour un m³ de béton on prend 80 kg d'armature

Donc le coût du m³ de béton armé:

$$P_u = (75 \times 80) + 40000 = 46000 \text{ DA}$$

• **Calcul du volume de béton armé :**

L'épaisseur du radier d'ouvrage est prise : 30 à 40cm. L'épaisseur du mur e_m: 15 à 30cm. On prend alors les valeurs e_r : 40cm et e_m : 30cm

Le volume du béton armé pour les murs : $V_m = e_m \cdot H \cdot P$

H: hauteur de l'ouvrage en (m); P : périmètre de l'ouvrage (m);

• **Coût total de béton armé :**

$$C_{tBa} = P_u \times V_{tba} \text{ (DA)}$$

P_u: prix unitaire du m du béton armé.

Tableau VI.2 : Coût du béton armé.

Désignation de l'ouvrage	Nombre	volume		Volume total	Coût (DA)
		v _b ^r	v _b ^m		
Dégrilleurs	2	9.472	8.64	18.112	833152
Déssableur - dégraisseur	1	11.52	18.9	30.42	1399320
Décanteur primaire	1	230.724	89.35	320.07	14723344.2
Bassin d'aération	1	85.514	89.33	174.85	8043173.6
Décanteur secondaire (clarificateur)	1	173.044	106.17	279.21	12843899.2
Epaississeur	1	59.63	48.68	108.31	4982110.5
stabilisateur	1	32.94	43.34	76.271	3508466
Bassin de désinfection	1	57.68	73.44	131.12	6031575.2
Lits de séchage	1	216	45.36	261.36	12022560
Total	26			1399.73	64 387900.7

Coût total du génie civil : $C_t + C_{tBa}$:

C_t : Coût total du terrassement. C_{tBa} : Coût total du béton armé.

$$C_{tGc} = 131479.5 + 64387900.7 = 64\,519\,380.2 \text{ DA}$$

- **Coût des voiries et réseaux divers (VRD):**

Le coût des VRD est estimé à 25% de C_{tGc} .

$$C_{vrd} = 0.25 \times 64\,519\,380.2 = 16\,129\,845.05 \text{ DA}$$

- **Coût des installations hydromécaniques:**

Il est estimé à 40% du coût de G.C et VRD:

$$C_{eq} = 0.4 \times (64\,519\,380.2 + 16\,129\,845.05) = 32\,259\,690.01 \text{ DA}$$

- **Coût total des investissements de la station :**

$$C_{Ti} = C_{tGc} + C_{vrd} + C_{eq} = 112\,908\,915.4 \text{ DA}$$

VI.2.2: Coût de fonctionnement:

- **Frais de la main d'œuvre :**

Le coût de la main d'œuvre sera de 5% du coût d'investissement ce qui donne:

$$C_{mo} = 0.05 \cdot C_{Ti}$$

$$C_{mo} = 645\,445.77 \text{ DA}$$

- **Coût de l'énergie électrique:**

Le coût de l'énergie électrique est calculé à l'aide de l'expression suivante : $C_e = P_u \times P_s P_u$:
prix unitaire de l'énergie électrique $P_u = 1.78 \text{ DA/kwh}$.

P_s : Besoin en énergie électrique pour 1 m^3 d'eau à traiter = 1.1 kwh/ m^3 d'où
 $C_e = 1.96 \text{ DA/m}^3$

Coût annuel de l'énergie électrique $C_{ea} = Q_a \times C_e$

Q_a : le débit annuel à traiter à 2030.

$$C_{ea} : (5051.592 \times 365) \times 1.96 = 3\,613\,908.92 \text{ DA}$$

- **Coût des réactifs chimiques :**

Le prix du m^3 de Na Cl est de 12412 DA.

Le coût annuel de l'hypochlorite de Sodium sera :

$$C_R = Q_a \times P_u$$

$$C_R = 146 \times 12412 = 1\,812\,152 \text{ DA}$$

- **Coût de renouvellement du matériel électromécanique :** Il est estimé à 5% du coût de l'investissement d'où:

$$C_{Rm} = 5645445.75 \text{ DA}$$

- **Coût total de fonctionnement :**

$$C_{ft} = C_{mo} + C_{ea} + C_R + C_{Rm} = 11\,716\,952.44\text{DA}$$

- **Coût annuel de la station :** Le coût d'amortissement annuel est :

$$C_{AA} = \text{coût d'investissement} / \text{durée d'amortissement}$$

Pour la durée d'amortissement, nous prenons $t = 30$ an

$$C_{AA} = 112\,908\,915.3 / 30 = 3\,763\,630.51\text{DA}$$

$$C_{TS} = C_{AA} + C_{ft} = 15\,480\,582.95\text{DA}$$

- **Calcul du prix du m³ d'eau épurée**

Le volume total annuel d'eau épurée en l'an 2030 est

$$V_{an} = 365 * 5051.592 = 184383.08\text{m}^3/\text{an}$$

Le cout du m³ épurée C_e se calcul alors $C_e = C_{TS} / V_{an}$ alors $C_e = 83.96$ DA

VI.3. Coût de la variante: Traitement par boues activées à faible charge

VI.3.1. Coût d'investissement :

- a- **Coût de terrassement :**

$$C_i = 200 \times V_i \text{ (DA)}$$

Tableau VI.3 : Coût de terrassement.

Désignation des ouvrages	Nombre	Volume Vi (m³)	Coût (DA)
Dégrilleur	2	7.104	1420.8
Déssableur- dégraisseur	1	8.64	1728
Bassin d'aération	2	236.81	47362
Clarificateur	2	129.783	25956.6
Bassin de désinfection	1	24.702	4940.4
Epaississeur	1	13.323	2664.6
Lit de séchage	8	216	43200
Total	17	636.362	127 272.4

Le cout total de terrassement=**127 272.4DA**

b- Coût total du béton armé:

Tableau VII.4: Coût du béton armé.

Désignation de l'ouvrage	Nombre	volume		Volume total	Coût (DA)
		v_b^r	v_b^m		
Dégrilleur	2	9.472	8.64	18.112	833152
Désableur-dégraisseur	1	11.52	18.9	30.42	1399320
Bassin d'aération	2	157.872	126.45	284.322	13078812
clarification	2	173.044	106.17	279.21	12843899.2
Bassin de désinfection	1	57.68	73.44	131.12	6031575.2
Epaississeur	1	17.764	21.25	39.014	1794644
Lit de séchage	8	288	50.4	338.4	15566400
Total	17			1120.6	51 547 802.4

- **Coût total du génie civil :**

$$C_{TGC} = C_T + C_{TBA} = 51\,675\,074.8 \text{ DA}$$

- **Coût des voisines et réseau divers VRD:**

$$C_{VRD} = 12\,918\,768.7 \text{ DA}$$

- **Coût des installations hydromécaniques et équipement :**

$$C_{eq} = 25\,837\,537.4 \text{ DA}$$

- **Coût total des investissements de la station :**

$$C_{Ti} = C_{TGC} + C_{VRD} + C_{eq} = 90\,431\,380.9 \text{ DA}$$

VI.3.2 Coût de fonctionnement :

1- Coût de la main d'œuvre:

$$C_{mo} = 4\,521\,569.05 \text{ DA}$$

2- Coût de l'énergie électrique :

$$C_{ea} = 3\,613\,908.92 \text{ DA}$$

3-Coût des réactifs chimiques :

$$C_R = 146 \times 12412 = 1\,812\,152 \text{ DA}$$

4- Coût des renouvellements du matériel électro-mécanique:

$$C_{Rm} = 4\,521\,569.05 \text{ DA}$$

5- Coût du fonctionnement total : $C_{FT} = C_{mo} + C_{ea} + C_{Rm} + C_R = 14\,469\,199.02 \text{ DA}$ **6- Coût annuel de la station d'épuration :**

$$C_{AA} = 3\,014\,379.363 \text{ DA}$$

$$C_{TS} = C_{AA} + C_{FT} = 17\,483\,578.38 \text{ DA}$$

7- Calcul du prix du m^3 d'eau épurée

Le volume total annuel d'eau épurée en l'an 2030 est

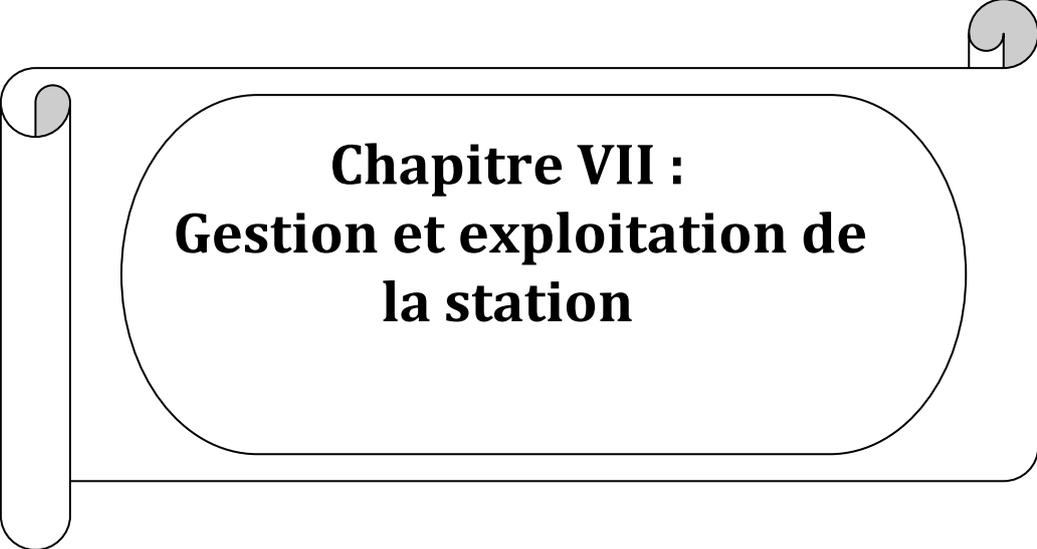
$$V_{an} = 365 * 5051.592 = 1\,843\,833.08 \text{ m}^3/\text{an}$$

Le cout du m^3 épurée C_e se calcul alors

$$C_e = C_{TS} / V_{an} \quad \text{alors } C_e = 94.82 \text{ DA}$$

VI.4. Conclusion :

Après avoir calculé les différents couts de la station , il c'est avérer que le cout total annuel de cette dernière est assez élever pour la variante faible charge ,et vue que le mètre cube d'eau épurée pour cette variante et plus chers que la moyenne charge, donc notre choix finale c'est porté sur la variante à moyenne charge.



**Chapitre VII :
Gestion et exploitation de
la station**

VII.1. Introduction :

Dans ce chapitre nous allons parler sur l'exploitation et la maintenance des stations d'épuration, car ces derniers représentent des facteurs importants d'un point de vue d'améliorer le fonctionnement de la STEP, ainsi le maintien en parfaite état des différents ouvrages, afin de garantir une bonne performance épuratoires.

VII.2. Les principales phases d'entretien au niveau de la station :

La gestion et la surveillance de la future station de BENI SLIMANE doit être organisé en trois phases principales :

- ✓ Une phase exploitation.
- ✓ Une phase maintenance.
- ✓ Une phase laboratoire.

a).Exploitation

La phase exploitation à pour but l'organisation du travail, la surveillance du fonctionnement de la station et l'entretien des ouvrages.

b).Maintenance

La structure de maintenance assure l'ensemble des opérations d'entretien préventif et intervient sur les équipements (mécaniques, Electromécaniques et hydrauliques) ce qui implique d'avoir des outillages spécifiques qui permettra d'intervenir sur les différents équipements existants.

d).Laboratoire

Le laboratoire a pour mission principale le contrôle de la qualité des eaux à l'entrée et à la sortie (avant et après l'épuration). Il effectue l'ensemble des analyses nécessaires au contrôle et à la régulation du processus d'épuration.

VII.3. Paramètres à mesurer et à contrôler dans la station :

Un certains nombres de paramètres doivent être régulièrement contrôlé et mesurés afin d'assurer une bonne pérennité des ouvrages et un bon rendement de la station.

Les principaux paramètres à mesurer sont :

- Le débit ;
- Le débit de boues recirculées ;
- La turbidité car elle permet de savoir le degré d'épuration atteint après la décantation secondaires.
- Le pH et la température.
- La quantité d'oxygène dissous (COT).

- La demande biologique en oxygène (DBO₅).
- La demande chimique en oxygène (DCO).
- La quantité d'azote et de phosphore.

VII.4 .Type des ouvrages et leurs entretiens :**a).Les ouvrages métalliques :** doivent être

Repeintes en moyenne tous les cinq ans afin de les protéger contre la corrosion.

b).Les ouvrages en béton :

- ✓ vérification de l'étanchéité,
- ✓ détection des fissures,
- ✓ vérification ruptures des joints de dilatation.

c).Les équipements mécaniques et électromécaniques :

- ✓ Lubrification et graissage régulier de tous les équipements
- ✓ Veiller aux fonctionnements de ces équipements.

d).Les équipements d'aération : doivent être régulièrement inspectés

En nettoyant les orifices de diffusion de l'air.

e).Les équipements immergés :

Une vidange nécessaire une fois par ans des ouvrages.

Donc il faut veiller toujours que ce soit la station en parfaite état de propreté ainsi l'ensemble de ces ouvrages et équipements.

VII.5.Contrôle de fonctionnement:

Le contrôle de fonctionnement de la station ce fait en deux niveaux

- ✚ Contrôle journalier
- ✚ Contrôles périodiques

VII.5.1.Contrôle journalier :

- ✓ Le test de décantation et de turbidité.
- ✓ Les odeurs.
- ✓ Les couleurs des boues.
- ✓ Le manque d'oxygène se fait sentir par une odeur désagréable, et une couleur de boue grise noire.

VII.5.2.Contrôles périodiques :

- ✓ Une mesure de l'oxygène dans le bassin d'aération.
- ✓ Une analyse des boues prélevées dans le bassin d'aération après un fonctionnement de 15 à 20 mn des aérateurs, ayant pour objet de déterminer (la décantabilité, la teneur en MES, la teneur en MVS).

- ✓ Une analyse de l'effluent épuré sur un prélèvement instantané.
- ✓ Une visite bilan au moins une fois par an qui consistera à effectuer un diagnostic complet du fonctionnement de la station, en effectuant notamment.
- ✓ Des analyses sur l'effluent reçu par la station en 24h à partir de prélèvements, visant à déterminer les mêmes paramètres en fonction du débit.

Remarque :

Afin de permettre des contrôles périodiques plus précis, il est important que l'exploitant tienne un journal de bord sur lequel il consignera les résultats des tests et les observations faites.

VII.6. Entretien des ouvrages :

Le but de l'entretien de ses ouvrages est d'assurer le bon fonctionnement et augmenter la durée de vie de cette station.

1).Le dégrilleur

- Le dégrilleur est un ouvrage métallique qui devra être protégé au moyen d'un vernis anti-rouille.
- Assurer une évacuation quotidienne des déchets, le nettoyage des parois par un jet d'eau et enlever les matières adhérentes putrescibles par les râtaux
- Noter les quantités de refus journaliers,
- Vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement électromécanique de l'installation ;

2). Déssableur-déshuileur

- Maintenir quotidiennement le poste en état de propreté,
- Vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement de l'installation, d'insufflation d'air : vanne d'isolement, surpresseur, répartition et régularité de l'air des vannes d'insufflation.
- Vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement du pont roulant et des procédés de raclage.
- Faire fonctionner 24h/24h le pont roulant et l'insufflation d'air.

3).Le traitement primaire

- Le décanteur primaire ayant souvent vocation à être une étape de finition des prétraitements, les flottants devront être évacués régulièrement vers la filière boue et non retournés en tête de station.

- L'extraction régulière des boues est nécessaire afin de maintenir un faible volume de boue en fond du décanteur.
- Le maintien d'une concentration en boue inférieure à 15 g .l⁻¹ permet de limiter le temps de séjour de la boue.

3). Bassin d'aération

- Contrôler quotidiennement et intervenir pour tous les équipements d'aération fonctionnant convenablement.
- Vérifier et entretenir les procédures automatiques de démarrage et d'arrêt des Aérateurs.
- Noter les paramètres de fonctionnement tel que le débit et l'oxygène.
- Mesurer et noter quotidiennement la charge en DBO₅ entrante, et la concentration des boues dans le bassin.

4). Clarificateur

- Maintenir le clarificateur en état de propreté.
- Vérifier tous le six mois le bon fonctionnement des dispositifs d'isolation du clarificateur.
- Analyser contractuellement l'eau après clarification (DBO, DCO, MES).
- vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôle et entretien des structures immergées.

5). Désinfection des eaux épurées

- Maintenir le poste en état de propreté.
- Respecter les procédures de mise en marche et d'arrêt des installations fournies par les constructeurs.
- Faire fonctionner régulièrement le circuit de secours de chloration.
- Ne jamais utiliser l'eau dans les circuits véhiculant du chlore.

6). Epaisseur

- Maintenir quotidiennement le poste en état de propreté.
- Mesurer quotidiennement la hauteur du voile de boue, le garde boue ne doit pas être inférieur à 2 m.
- Contrôler et noter chaque jour le pH des eaux surversées et des boues épaissies.
- Relever les volumes des boues soutirées des épaisseur.
- Vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôler les structures immergées.

7).Lits de séchage

- Préalablement à l'épandage des boues liquides, le lit de sable devra être soigneusement désherbé et ratissé.
- Les quantités de boues à admettre sur les lits de séchage ne devront pas dépasser une épaisseur de 40 cm.
- Après deux à trois utilisations du lit, la couche superficielle est renouvelée par un sable propre.
- Tous les deux ans, il faut changer les lits de séchage (les lits seront refaits complètement car les drains seront colmatés ou brisés).
- Entre deux épandages de boues, le lit pourra être protégé par un film plastique destiné à éviter la prolifération de la végétation et le tassement des matériaux.

VII.7. L'efficacité de la gestion et l'exploitation de la station :

D'une façon générale, l'efficacité d'une station dépend essentiellement

- ❖ De l'assistance technique continue des ouvrages de toute la filière de traitement.
- ❖ Le dépannage immédiat des appareils défectueux.
- ❖ L'entretien des conduites, des accessoires et des équipements mécaniques.
- ❖ La formation d'une équipe de techniciens ayant pour mission de vérifier au moins quatre fois par an tous les ouvrages de traitement et d'estimer leurs rendements et d'étudier les possibilités de leur amélioration.
- ❖ Une formation de base des agents d'exploitation sera orientée vers les techniques de traitement et d'épuration des eaux usées.

Conclusion :

Pour conclure on peut dire qu'un bon suivi d'une station d'épuration assure la pérennité des ouvrages composant toute la filière de traitement et contribue à l'augmentation de sa durée de vie.

Lors de cette étude, nous avons essayé de toucher les éléments essentiels concernant l'étude de conceptions d'une station d'épuration de la ville de BENI SELIMANE wilaya de MEDEA.

Suite a la situation dramatique des cours d'eau recevant les eaux usées de la ville de BENI SLIMANE et l'état de dégradation de milieu naturels ce qui constitue un grand danger de maladie à transmission hydrique pour les agglomérations proches.

Comme solution a ce problème, nous avons suggéré la conception d'une station d'épuration, notre projet commence tout d'abord par réunir toutes les données soit géographique, climatique, hydrogéologie, etc...sur la zone d'étude et une partie théorique qui inclue les différents procédés d'épurations puis une estimation des débits d'eaux usées et les charges polluantes. En fin le dimensionnement des ouvrages de traitement et les conduites qui les relient.

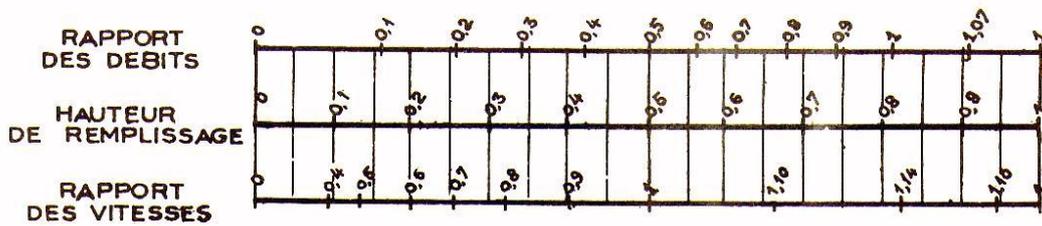
Pour le choix de procédés d'épuration nous avons opté pour la technique par boues activées car il demeure actuellement le plus utilisé en Algérie et il nécessite des surfaces nettement plus réduites. Quant au choix de la variante il c'est orienté vers la variante à moyenne charge, et ce en raison de la qualité de l'effluent ainsi que la taille de l'agglomération et la disponibilité de terrain. Cela dit une étude économique peut confirmer notre choix. Il est à noter que le site de la futur STEP se trouve dans une région agricole pouvant bénéficier de la réutilisation des eaux épurées.

Pour conclure on peut dire qu'une bonne gestion d'une station d'épuration et cela par un vrai entretien des ouvrages et un contrôle quotidien des équipements, et les différents paramètres indiquant la qualité d'eau épurée contribue significativement à l'augmentation de sa durée de vie.

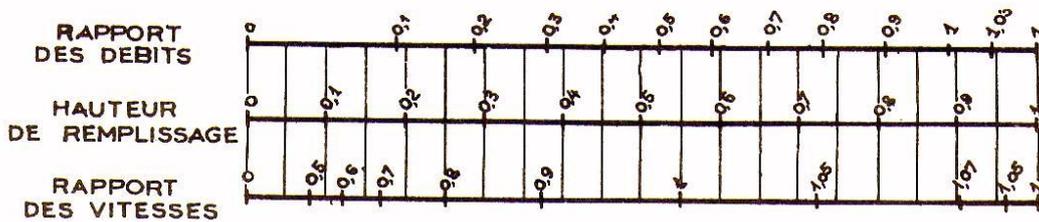
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires

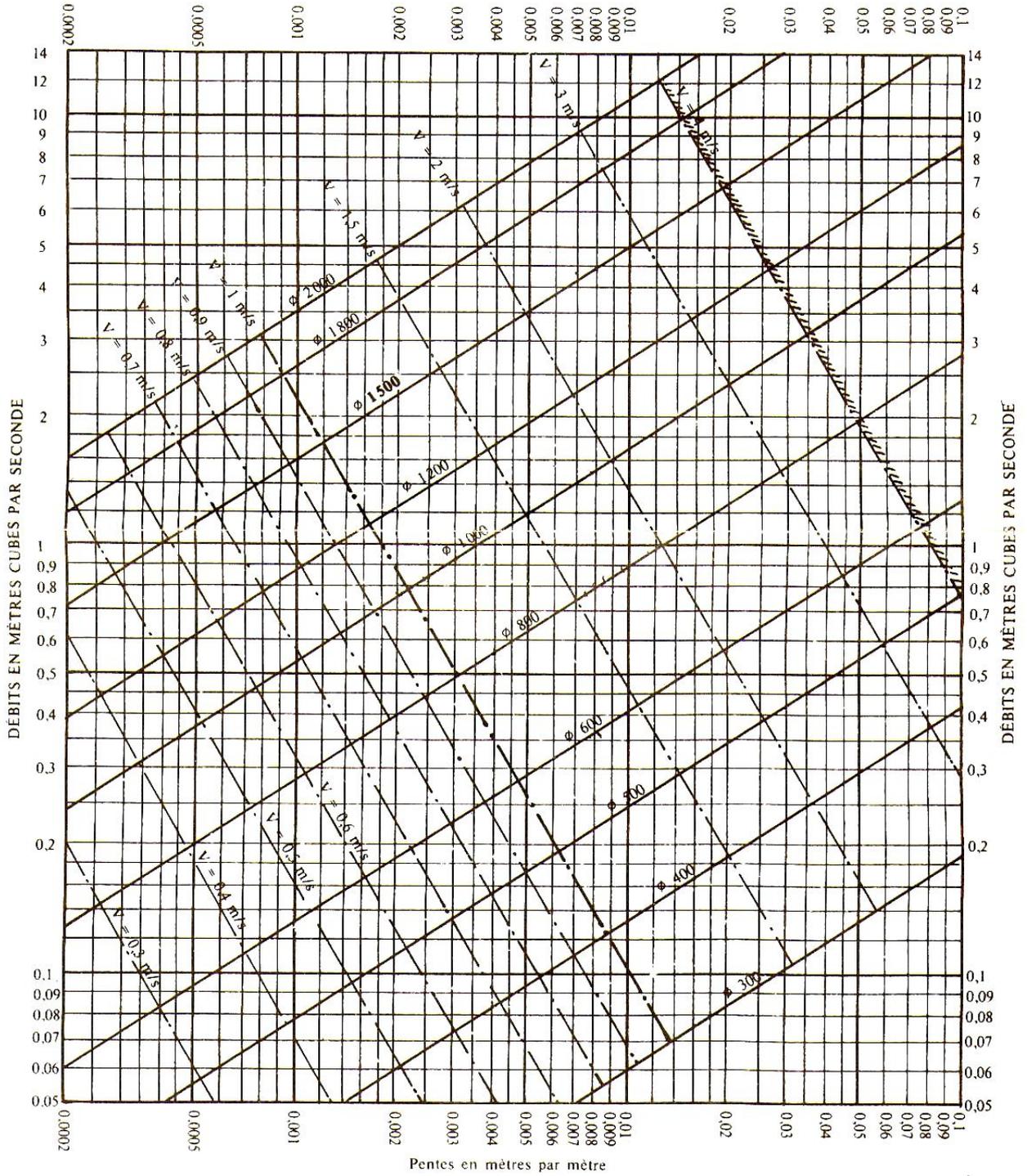


b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux $\frac{3}{10}$, le débit est les $\frac{2}{10}$ du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les $\frac{78}{100}$ de la vitesse correspondant au débit à pleine section

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations circulaires – Formule de Bazin)



Annexe 2

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1]. **Monchy, H.**-mémento d'assainissement : mise en service, entretien et exploitation des ouvrages d'assainissement.- 2^e éd.- Paris : Eyrolles, 1974.- 125p.
- [2]. **J.P.Becharc, P.Boutin, B.Mercier...** [et.al.].- traitement des eaux usées.- 2^e. éd.- Paris : Eyrolles, 1987.- 281p.
- [3]. **Code des eaux** : loi n° : 93-160 du Juillet 1993.
- [4]. **Abdelkader.Gaid** Épuration biologique des eaux usées urbaines : Tome1
OPU. Alger. 1984.
- [5]. **Office international de l'eau**.-conception / dimensionnement : Les prétraitements.-
disponible sur : DFE/CNFME/L:\utilisât\JP\F07\Doc pédago\Les
prétraitements.doc\05/04/2005
- [6]. **OLIVIER ALEXANDRE, CATHERINE BOUTIN, PHILIPPE DUCHENE, CECILE LAGRANGE, ABDEL LAKEL, ALAIN LIENARD, DOMINIQUE ORDITZ,**
Filières d'épuration adaptées aux petites collectivités, FNDAE n°22 Document technique
- [7]. **KAIBOU SIHAM.** MFE (ENSH)
Conception de la STEP de la ville de LAGHOUAT (W. LAGHOUAT). 2010 promotrice
M. KAHLERRAS.
- [8]. **DEGREMONT, 1989** : Mémento technique de l'eau, Tome I et II, édition du
Cinquantenaire, paris.
- [9]. **Gaid, Abdelkader.**- Epuration biologique des eaux usées urbaine : T.1 et T.2.- Alger :
OPU, 1987.-261p.
- [10]. **Lydia HAMICHE.** MFE (ENSH)
Conception de la STEP de BENI DOUALA (W.TIZI OUZOU). 2013.
- [11]. **Office international de l'eau**.-conception / dimensionnement : Le traitement par boues
activées.- disponible sur : DFE/CNFME/L:\utilisât\JP\F07\DOCPDA~1\Traitement par boues
activées RP F7.doc\05/04/2005

[12]. **BELAH Kahina** : thèse conception d'une station d'épuration pour la commune Oued Falli (w.Tizi Ouzou) ENSH, 2011 promotrice Mme. S. HOULI.