

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Systèmes d'Assainissement

THEME :

**CONCEPTION DE LA STATION D'EPURATION PAR
BOUES ACTIVEES DE LA VILLE D'EL KENNAR
(W.JIJEL)**

Présenté par :

M^r BOUBELLI HAMZA

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^r M.MEDDI	PROFESSEUR	Président
M^{me} F.DERNOUNI	M A.A	Examinatrice
M^{me} N.CHENITI	M A.B	Examinatrice
M^{me} C.MAZARI	M A.A	Examinatrice
M^{me} S.BELLABAS	M A.B	Examinatrice
M^r A.HACHEMI	M A.B	Promoteur

Septembre -2012

REMERCIEMENT

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

Mes remerciements à ma mère et mon père... Je remercie fortement mon promoteur : Mr AËK, HACHEMI de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener a bien ce travail.

Par la même occasion je remercie :

✓ *Mes Enseignants de l'ENSH pour leurs contributions à ma formation d'ingénieur d'état en hydraulique.*

✓ *Mes remerciements vont également à mes frères : FARAS, MOHAMED, ABDELWAHAB, SAMIR et tous mes amis.*

✓ *À celui qui n'a jamais hésité le moindre instant à se tenir à mes côtés afin de me soutenir, m'aider et m'encourager.*

Ma gratitude va également aux membres du jury pour honorer ma soutenance et pour l'effort fourni afin de juger ce travail, qu'il me soit permis de remercier toutes les personnes qui ont Contribuées de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Boubelli hamza

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance:

✚ *A ma mère qui est un être cher et celle qui ma bercer d'un amour sincère.*

✚ *A mon père.*

✚ *A mes frères : Mohammed, Samir, Abdalwahab, faras*

✚ *A mes sœurs : Siham, Basma, Maroi.*

✚ *A tous mes amis de l'ENSH; spéciale (Abderrazzaq ,Lahcen, MOUSSA, IBRAHIM,,...)*

.....BOUBELLI HAMZA.....

ملخص

إن دراسة محطة المعالجة ذات الوحل المنشط لمدينة القنار -ولاية جيجل- تهدف إلى تحسين الظروف البيئية للمنطقة ونوعية المياه في مختلف أودية الولاية مثل واد النيل، واد جن جن. . . وحماية الشريط الساحلي من مياه الصرف الصحي المنزلي.

في هذه المذكرة قمنا بتقدير الأبعاد الهندسية لهذه المحطة ذات السعة المقدرة بحوالي 26239 متر مكعب في اليوم، و قمنا بدراستها على مرحلتين:

- تتمثل الأولى في معالجة التلوث الناتج عن التجمع السكاني 182836 نسمة لافق 2025
- بينما تتناول المرحلة الثانية أشغال توسيع المحطة لضمان قدرة الاستيعاب إلى 218660 نسمة وقد انتهجنا في هذه المرحلة الطريقة البيولوجية بالوحل المنشط ذو حمولة متوسطة .

Résumé

L'étude de projet de la station d'épuration à boues activées de la ville d'El Kennar wilaya de Jijel à pour objet, d'améliorer les conditions écologiques de la région et la qualité des eaux des plusieurs oueds comme oued Nil, oued DjenDjen... ainsi que protéger le littoral contre les eaux usées domestiques.

Dans ce mémoire on va faire le dimensionnement d'une station d'épuration des eaux usées d'une capacité de $26239\text{m}^3/\text{j}$, cette station se faite on deux phases :

La première phase permettra de traiter la pollution de 182836 équivalent habitant à l'horizon 2025.

L'extension (2^{eme} phase) correspond à une augmentation de la capacité initiale de la station soit une capacité de 218660 équivalent habitant, le principe de traitement envisagé est celui d'une épuration biologique par boues activées à moyenne charge.

Abstract

The study of station treatment with activated sludge from the city of El Kennar Wilaya of Jijel aim at improve the ecological conditions of the region and the quality of water the differ Oueds like oued Nil, oued DjenDjen ... and protect the sea against the domestic wastewater.

In this dissertation we have made the design of a wastewater sewage treatment capacity of $26239\text{m}^3/\text{d}$, this station is formed on two phases:

The first phase will deal with the pollution equivalent of 182836 inhabitants in 2025,

The extension (2nd phase) correspond to an increase of the initial capacity of the station with a capacity of 218660 equivalent inhabitants. The principle of the proposed treatment is a biological treatment using activated sludge with an average load.

Sommaire

Introduction générale

Chapitre 1 : Présentation du site

I-1-Présentation et délimitation de la zone d'étude :	1
I-2-Situation géographique :	1
I-3-Situation administrative:	1
I-4-Conditions climatiques :	2
I-4-1-Température :	2
I-4-2-Humidité de l'air :	2
I-4-3-Précipitations :	3
I-4-3-1-Précipitations Annuelle :	3
I-4-3-2-Précipitations mensuelles :	3
I-4-4-Évaporation :	4
I-4-5-Le vent :	5
I-5-Caractéristiques hydrologiques :	6
I-6-Etude démographique:	6
I-7-Qualité des eaux usées de la zone d'étude :	7
I-7-1-Prélèvement et échantillonnage :	7
I-7-2-Interprétations des résultats:	8
I-8-Structure des villes et leurs développements :	9
I-9-Activités principales :	9
I-9-1-Activités socio-économiques :	9
I-9-2-Inventaire des industries :	9
I-9-3-Inventaire des agricultures :	10
I-10-Système d'approvisionnement en :	10
I-10-1-Production :	10
I-10-2-Stockage :	11
I-11-Site d'implantation de la future station d'épuration :	11

Chapitre II : Les procédés d'épuration des eaux usées

Introduction :	13
II-1-Définition d'eau usée :	13
II-2-nature et origine :	13
II-2-1-Les eaux usées domestiques :	13
II-2-2-Les eaux pluviales :	13
II-2-3-Les eaux usées industrielles :	14
II-2-4-les effluents agricoles :	14
II-3-La pollution :	14
II-4-Les paramètres caractéristiques des eaux usées :	15
II-4-1-Les paramètres physiques :	15
II-4-1-1-La température :	15
II-4-1-2-L'odeur :	15
II-4-1-3-La couleur :	15
II-4-1-4-Les matières en suspension :	15
II-4-2- Les paramètres chimiques :	15
II-4-2-1-La DB05 :	15
II-4-2-2-La DCO :	16

II-4-2-3-rapport DC0/DB05 :	16
II-4-2-4- Les matières azotées :	16
II-4-2-5-Les matières phosphorées :	16
II-4-2-6-Le PH :	16
II -4-2-7-Les matières organiques - Les matières minérales :	17
II-4-2-8-Les matières biodégradables - Les matières non biodégradables :	17
Erreur ! Signet non défini.	
II-4-2-9-Conductivité :	18
II-5-Les normes de rejet :	18
II-6-conséquence de la pollution :	19
II-6-1-les conséquences sanitaires :	19
II-6-2-conséquences écologiques	19
II-6-3-conséquences esthétiques	19
II-6-4-conséquences industrielles	19
II-6-5-conséquences agricoles	19
II-7-Prétraitements physiques	21
II-7-1-Dégrillage	21
II-7-2-Tamisage	21
II-7-3-Dessablage	21
II-7-3-1-Rôle	23
II-7-3-2-But	23
II-7-3-3-Position	23
II-7-3-4-Type :	23
II-7-3-4-A-Dessableur canaux gravitaire :	23
II-7-3-4-B-hydro cyclones :	23
II-7-4-Dégraissage-déshuilage :	24
II-8-Traitements primaires :	25
II-9-Traitements secondaires :	25
II-9-1-Traitement physico-chimique :	25
II-9-1-1-Coagulation :	25
II-9-1-2-Floculation :	25
II-9-1-3-Neutralisation :	25
II-9-1-4-Décantation :	25
II-10-Procédé d'épuration biologique :	27
II-10-1-Epandage :	27
II-10-1-Avantages et inconvénients :	27
II-10-2-Les lits bactériens :	28
II-10-2-1-Principe :	28
II-10-2-2-Avantages et inconvénients	28
II-10-3-Les disques biologiques :	29
II-10-3-1-Principe :	29
II-10-3-2-Avantages et inconvénients :	29
II-10-4-Lagunage :	30
II-10-4-1-Le lagunage naturel :	30
II-10-4-1-1-Principe :	30
II-10-4-1-2-Avantages et Inconvénients :	30
II-10-4-2-Le lagunage aéré	32
II-10-5-Boues activées :	33
II-10-5-1-Principe :	33
II-10-5-1-Avantages et inconvénients :	35
Conclusion :	35

Chapitre III : Procédé d'épuration par boues activées

Introduction :	36
III-1-Composants d'une unité biologique :	36
III-2-Classement des procédés par boues activées :	38
Charge massique :	38
Charge volumique :	38
Age des boues :	38
III-3-Choix du procédé d'épuration :	39
Procédé à forte charge :	39
Procédé à moyenne charge :	39
Procédé à faible charge :	39
Bassin d'aération:	40
III-4-Traitement secondaire:	40
III-5-Traitement Tertiaire (Désinfection) :	41
III-6-Traitement Des Boues:	41
Epaississement:	41
Lits De Séchage:	41
III-7-Paramètres influençant le processus épuratoire :	42
-Besoins en oxygène:	42
-Besoins en nutriments:	42
-Effet de la température:	42
-Influence de PH:	42
-Influence de la toxicité:	42
III-8-Avantages et inconvénients :	42
Conclusion :	43

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

Introduction :	44
IV-1-Calculs de base pour le dimensionnement :	44
IV-1-1-Estimation des débits :	44
a-le débit moyen journalier :	44
b-débit moyen horaire :	44
c-le débit de pointe en temps sec :	44
d-Débit de pointe en temps de pluie :	45
e-le débit diurne:	45
IV-1-2-Evaluation des charges polluantes :	45
a- La charge moyenne journalière en DBO5 :	45
b-La charge moyenne journalière en MES :	45
IV-2-Les prétraitements :	46
IV-2-1-Dégrillage :	46
IV-2-1-1-l'horizon 2025:	47
IV-2-1-1-1-Le dégrillage grossier:	47
IV-2-1-1-2-le dégrillage fin :	47
IV-2-1-2-horizon 2040 :	48
IV-2-1-2-1-Le dégrillage grossier :	48
IV-2-1-2-2-le dégrillage fin :	48
IV-2-1-3-Calcul des pertes de charge :	48
IV-2-1-3-1-La grille grossière :	49
IV-2-1-3-2-la grille fine :	49
IV-2-2-dessablage –désuilage :	49
IV-2-2-1-l'horizon 2025 :	49
IV-2-2-1-1-Dimensionnement du bassin de dessablage –désuilage :	49

IV-2-2-1-2-Besoins en air :	50
IV-2-2-2-Horizon 2040 :	51
IV-2-2-2-1-Dimensionnement :	51
IV-2-2-2-2-Le volume d'air à insuffler dans le dessableur :	51
IV-2-3-Calcul des quantités des matières éliminées par le dessableur :	52
IV-2-3-1-Horizon 2025 :	52
IV-2-3-2-Horizon 2040:	52
IV-3-Traitement primaire :	52
IV-3-1-Les différents types de décanteurs	52
IV-3-2-Choix du décanteur primaire	53
IV-3-3-Dimensionnement du décanteur primaire :	53
IV-3-3-1-Horizon 2025 :	53
IV-3-3-3-Horizon 2040	56
IV-4-Les traitements secondaires (Traitement biologique) :	58
Etude de la variante à moyenne charge :	58
IV-4-1-Horizon 2025 :	58
IV-4-1-1-Dimensionnement du bassin d'aération:	58
IV-4-1-2-Les besoins en oxygène dans l'aérateur :	60
IV-4-1-3-Choix de système d'aération :	61
IV-4-1-4-Calcul de l'aérateur de surface à installer :	62
IV-4-1-5-Bilan de boues Bilan de boues -Bilan de boues :	63
IV-4-1-6-Dimensionnement du clarificateur :	66
IV-4-2-Horizon 2040 :	67
IV-5-La désinfection :	68
IV-5-1-Horizon 2025 :	68
IV-5-1-1-La dose journalière :	68
IV-5-1-2-Calcul de la quantité du javel :	68
IV-5-1-3-La quantité d'hypochlorite nécessaire :	69
IV-5-1-4-La quantité annuelle d'hypochlorite :	69
IV-5-1-5-Dimensionnement du bassin de désinfection :	69
IV-5-2-Horizon 2040 :	69
IV-5-2-1-La dose journalière :	69
IV-5-2-2-La quantité d'hypochlorite nécessaire :	69
IV-5-2-3-La quantité annuelle d'hypochlorite :	69
IV-5-2-4-Dimensionnement du bassin de désinfection :	69
IV-6-Traitement des boues :	69
IV-6-1-Stabilisation des boues :	70
IV-6-2-Epaississement des boues :	70
IV-6-3-Déshydratation des boues :	71
IV-7-Choix de la filière de traitement de boues :	72
IV-7-1-Dimensionnement pour Horizon 2025 :	72
IV-7-1-1-Dimensionnement de l'épaississeur :	72
IV-7-1-2-Dimensionnement du digesteur :	72
IV-7-1-3-Dimensionnement des lits de séchage :	74
IV-7-2-Dimensionnement pour Horizon 2040	74
Chapitre V : Calcul hydraulique	
Introduction :	76
V-1-Emplacement des ouvrages dans le site de la station :	76
V-2-Déversoir d'orage :	76
V-2-1-A l'amont du déversoir	76
V-2-2-A l'aval du déversoir	77
V-2-3-Dimensionnement du déversoir d'orage:	77
V-2-4-Dimensionnement de la conduit de fuit :	77

V-2-5-Dimensionnement de la conduite By-pass :	78
V-4-Profil hydraulique :	78
V-4-1-Cotes moyennes du terrain naturel des zones d'implantation des ouvrages :	78
V-4-2-Calcul des pertes de charges, diamètres et des longueurs des conduites reliant les ouvrages de la station d'épuration :	78
V-4-3-Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages :	78
V-4-4-Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages et les pertes charges:	79
V-4-5-Calculs des cotes piézométriques et cotes de radier des différents ouvrages :	80
CONCLUSION :	82

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

Introduction :	83
VI-1-Mesures et contrôles effectués au niveau de la station d'épuration :	83
VI-2-Contrôle de fonctionnement :	84
VI-2-1-Contrôle journalier :	84
VI-2-2-Contrôles périodiques :	84
VI-3-Entretien des ouvrages :	85
VI-3-2-Déssableur-déshuileur :	85
VI-3-3-Bassin d'aération :	85
VI-3-4-Clarification	85
VI-3-5-Désinfection des eaux épurées :	85
VI-3-6-Lits de séchage :	85
VI-3-7-Epaississeur :	86

Conclusion général

LISTE DES TABLEAUX :

Tableau I-1 : situation géographique de la station métrologique	2
Tableau I-2 : précipitation moyens annuelles:	3
Tableau I-3 : précipitation moyens mensuelles:.....	4
Tableau I-4 : évaporation mensuelle et annuelle :.....	4
Tableau I-5 : le bilan évaporation du plan d'eau précipitation :.....	5
Tableau I-6 : La fréquence moyenne interannuelle des directions des vents :.....	5
Tableau I-7 : Les vitesses moyennes mensuelles du vent :	5
Tableau I-8 : population future du centre urbain :.....	6
Tableau I-9 : résultats des analyses :	7
Tableau I-10 : production en eau potable du communes concernée.....	10
Tableau I-11 : Ouvrages de stockage du du communes concernée:.....	11
Tableau II-1 : normes de rejets de l'O.M.S., appliqué en Algérie :	18
Tableau II-2 : Avantages - Inconvénients des dessableurs:.....	24
Tableau III-1 : Classement des procédés par boues activées :	38
Tableau III-2 : Avantages et inconvénients des différents procédés:.....	39
Tableau IV-1 : Tableau résumant les données de base pour le calcul:.....	46
Tableau IV-2 : résultats du dimensionnement des grilles:.....	49
Tableau IV-3 : résultats du dimensionnement du dessableur_deshuileur :	51
Tableau IV-4 : Les valeurs de la vitesse limite en fonction de Q_{moy} :.....	54
Tableau IV-5 : récapitulatif des résultats de calcul du décanteur I :	57
Tableau IV-6 : Les résultats de l'horizon 2040 à moyenne charge :	67
Tableau IV-7 : Tableau récapitulatif des résultats à moyenne charge :.....	75
Tableau V-1 : Cotes moyenne du terrain naturel d'implantation des.....	78
Tableau V-2 : Longueurs des conduites entre les ouvrages de la Step :	79
Tableau V-3 : Récapitulatif des résultats :.....	81

LISTE DES FIGURES :

Fig n° I-1 : Situation des communes concernées par le projet	1
Fig n° I-2 : Centre d'EL KENNAR -cultures maraîchères-	10
Fig n° I-3 : Site de la future station d'épuration :.....	11
Fig n° I-4 : Site de la future station d'épuration :	12
Fig n° II-1 : Chaîne de traitement d'une eau usée	20
Fig n° II-2 : Dessableur longitudinal :.....	22
Fig n° II-3 : Traitement physico-chimique :	26
Fig n° II-4 : Lit bactérien :	28
Fig n° II-5 : Le disque biologique :.....	29
Fig n° II-6 : Lagunage naturel :.....	31
Fig n° II-7 : Système d'épuration par lagunes aérées	32
Fig n° II-8 : Schéma du principe de l'épuration par boues activé.....	34
Fig n° III-1 :Schéma d'une station de traitement par boues activé :.....	37
Fig n° III-2 :Décanteur secondaire (clarificateur:.....	41

LISTE DES PLANS

PLAN n° 1 : plan de masse de la station d'épuration d'El KENNAR.

PLAN n° 2 : plan d'implantation de la station d'épuration d'El KENNAR.

PLAN n° 3 : Ouvrages de la station d'épuration d'El KENNAR.

PLAN n° 4 : Profil hydraulique de la station d'épuration d'El KENNAR.

Introduction générale

Si l'on a pu aussi longtemps et sans inconvénients se débarrasser des eaux usées en les rejetant dans les cours d'eau, c'est que d'une part ceux-ci ont une énorme capacité de dilution et que d'autre part, ils ont le pouvoir de s'auto épurer grâce à leur flore microbienne.

Le développement de l'humanité est de plus en plus freiné par la pollution croissante de l'eau. La contamination des lacs et des rivières est un des problèmes de pollution de l'eau que l'on rencontre le plus fréquemment dans le monde, d'où la nécessité de traiter les eaux usées avant de les rejeter dans les milieux naturels.

L'épuration des eaux usées en Algérie présente un retard considérable comparé au pays développés et même à ses voisins (Maroc et Tunisie) cela est dû à une mauvaise planification pour la construction de nouvelles stations dans les villes qui connaissent une croissance démographique et industrielle rapide et une mauvaise gestion de celles déjà conçues.

Actuellement, le rejet des eaux usées dans la Wilaya de Jijel du cinq communes suivants : El Kennar, Taher, Chekfa, Amir Abdelkdar et Sidi Abdelaziz se déverse directement dans les Oueds suivantes : Nil, DjenDjen, Bastouch, Bouhadid, Sayoud, Boukeraa. et ces dernière déverse dans la mer sans aucun traitement préalable.

C'est à partir de cette vision que nous avons jugé nécessaire et opter à la seule solution qui consiste à l'emplacement d'une station dans la ville d'El Kennar, pour que toutes les eaux usées des communes seront cumulées et épurées avant qu'elles soient déversées dans le milieu récepteur (Oued NIL).

L'objectif principal de l'étude du système d'épuration des eaux usées de la ville de d'El Kennar consiste à protéger les eaux ces Oueds contre la pollution et améliorer les conditions écologiques et agricoles de la région et littorale.

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

- La présentation de la ville d'El Kennar.
- Les procédés d'épuration des eaux usées.

- Procédé d'épuration par boues activées.
- Dimensionnement de la station d'épuration pour deux horizons 2025 et 2040 à moyen charge.
- Le calcul hydraulique.
- Gestion et exploitation de la station d'épuration.

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

Chapitre I : Présentation du site

I-1-Présentation et délimitation de la zone d'étude :

L'objet de la présente étude est l'élaboration du projet d'étude du système d'épuration des eaux usées des communes d'EL KENNAR, TAHER, CHEKFA, EMIR ABDELKADER et SIDI ABDELAZIZ visant la collecte de tous les rejets et leur acheminement vers la future station d'épuration d'EL KENNAR afin de protéger les milieux récepteurs tel que les oueds (BASTOUCH, BOUHADID, BOUKERAA, SAYOUD, DJENDJEN, Nil et le littoral).



Fig n°I-1 : situation des communes concernées par le projet

I-2-Situation géographique :

La ville d'El KENNAR se trouve à 20 km à l'Est du chef-lieu de la wilaya de Jijel sur l'axe routier N° 43 à l'altitude de 19m au-dessus de la mer.

I-3-Situation administrative:

Le territoire de la commune d'El Kennar Nouchfi se situe au nord de la wilaya de Jijel. Elle est limitée :

- ❖ Au Nord et le Nord Ouest par la Mer Méditerranée
- ❖ Au Nord Est et l'Est par la commune de Sidi Abdelaziz
- ❖ Au Ouest et le Sud ouest par la commune de Chekfa
- ❖ Au Sud par la commune de Bordj Tahar

I-4-Conditions climatiques :

Les conditions climatiques de la zone concernée sont conditionnées par la situation géographique, le caractère de la circulation de l'atmosphère, le relief environnant et sont formées sous l'influence des masses d'air continentales du Sahara où le climat est sec et chaud et des masses d'air marines de la zone de la Méditerranée avec le climat plus doux et plus humide.

La caractéristique des facteurs principaux formant le climat est représenté d'après les données disponibles des observations du réseau des stations météorologiques et des postes pluviométriques situés dans la zone étudiée dont les données sont les plus représentatives.

Les stations météorologiques dont les relevés sont utilisés pour l'étude sont représentées dans le tableau I-1.

Tableau I-1: situation géographique de la station métrologique

Code	Station météorologique	Altitude, m NGA	Coordonnées	
			x (km)	y (km)
10-07-04	Sidi Malouf	70	819,60	376,85 1
10-07-06	El Milia	100	819,30	389,70 1
10-07-08	OwedMessaouda	585	802,20	384,20
10-07-11	Settara	280	825,10	385,90
10-04-10	Constantine ANRH	595	850,35	344,75
03-09-03	B-geZardezas	200	875,30	374,60

Source (Direction de l'hydraulique-Jijel)

I-4-1-Température :

Le régime des températures est caractérisé par l'été chaud et aride et l'hiver relativement doux et humide.

La température moyenne annuelle de l'air est de 17° C environ.

L'été est très chaud, les températures moyennes sont de 22 à 26°C. Les températures extrêmement hautes peuvent dépasser certaines années 45 °C.

L'hiver est relativement doux, les températures moyennes sont de 9 à 11°C. Certaines années lors de l'abaissement le plus fort la température de l'air tombe jusqu'à (-3) - (-4) °C.

Le mois le plus froid est janvier dont la température moyenne est de 10°C ; les mois les plus chauds sont juillet et août: la température moyenne est de 25-26°C.

I-4-2-Humidité de l'air :

L'humidité relative moyenne mensuelle de l'air varie de 70% à 80% en saison froide et de 60 % à 70% en saison chaude.

Donc, le climat dans la zone concernée par la présente étude est relativement humide depuis octobre à avril et modérément sec du mai au septembre.

Dans la zone étudiée les précipitations sont répartitives sur le territoire d'une manière assez irrégulière ce qui s'explique par l'ozonation verticale nettement déterminée qui se manifeste par l'élévation de l'humidité en fonction de l'altitude de la zone.

I-4-3-Précipitations :

I-4-3-1-Précipitations Annuelles :

Les valeurs des précipitations annuelles disponibles au moment de l'élaboration de la présente étude relevant des stations météorologiques d'El Milia et SETTARA sont récapitulées dans le tableau I-2.

Tableau I-2 : précipitations moyens annuelles

Station météorologique	Altitude, NGA (m)	Période d'observations	Précipitations moyens Annuelles (mm)
El Milia	100	1974 - 2003	839
Settara	280	1972 - 2003	860

Source (Direction de l'hydraulique-Jijel)

L'analyse des données des observations des précipitations sur les stations météorologiques permet de tirer les conclusions suivantes:

- ❖ le régime des pluies annuelles et leurs quantités totales accusent bien
- ❖ L'influence sur le climat de la région de deux centres du Sahara et de la Méditerranée
- ❖ La valeur des précipitations annuelles est très variable.

D'après les relevés de la station météorologique d'El Milia les précipitations annuelles minimales pour la période des observations ont été enregistrées en 2001/2002 et juste l'année suivante 2002/2003 on y a enregistré les précipitations annuelles maximales égales à 1314,7 mm.

La répartition annuelle des précipitations accuse l'existence de deux périodes bien distinctes : période humide (d'octobre au mai), durant laquelle il tombe 90% de la somme annuelle des précipitations, et la période sèche (du mai au septembre). La valeur minimale des précipitations est au mois de juillet, celle maximale s'observe au mois de décembre.

I-4-3-2-Précipitations mensuelles :

La répartition des précipitations par mois d'après les relevés de la station météorologique d'El Milia est donnée dans le tableau I-3.

Tableau I-3: précipitations moyennes mensuelles

Précipitation mensuelles moyennes	MOIS												Année
	S	O	N	D	J	V	M	A	M	J	J	A	
mm	37	86	116	156	128	101	87	65	42	8	3	10	839
%	4,4	10,2	3,8	18,6	15,3	12,0	10,4	7,7	5,0	1,0	0,4	1,2	100

Source (Direction de l'hydraulique-Jijel)

I-4-4-Évaporation :

A l'heure actuelle nous ne disposons pas des relevés sur les observations de l'évaporation du plan d'eau des stations météorologiques situées dans la zone concernée par l'étude ou bien à proximité de celle-ci. Tout de même il existe des données sur les observations de l'évaporation du plan d'eau au poste de jaugeage du barrage de ZARDEZAS équipé du bac « Colorado ».

La retenue de ZARDEZAS se trouve sur l'oued SAFSAF dont le bassin versant est à l'est de celui de l'Oued EL KEBIR. Les conditions physico-géographiques de deux bassins étant similaires, et la cote du bac où l'on a effectué les observations rendent possible l'utilisation des données de ces observations pour l'estimation de la valeur de l'évaporation du plan d'eau au droit de la station d'épuration des eaux usées d'El Milia. Compte tenu du coefficient de réduction $K=0,83$ applicable pour les bacs d'évaporation de petite dimension pour le calcul de l'évaporation du plan d'eau d'une superficie plus grande, la valeur moyenne interannuelle est admise égale à 1094 mm La répartition mensuelle de l'évaporation du plan d'eau au niveau de la station d'épuration des eaux usées d'EL MILIA est dans le tableau I-4

Tableau I-4 : évaporation mensuelle et annuelle

Evaporatio	MOIS												Année
	S	O	N	D	J	V	M	A	M	J	J	A	
mm	125	82	56	46	43	54	61	67	96	129	168	167	1094
%	11.4	7.5	5.1	4.2	3.9	4.9	5.6	6.1	8.8	11.8	15.4	15.3	100

Source (Direction de l'hydraulique-Jijel)

Dans le tableau I-5 nous avons présenté le bilan « évaporation du plan d'eau-précipitations »

Tableau I-5 : le bilan évaporation du plan d'eau précipitation

MOIS												Année
S	O	N	D	J	V	M	A	M	J	J	A	
88	-4	-60	-110	-85	-47	-26	2	54	121	165	157	225

Source (Direction de l'hydraulique-Jijel)

I-4-5-Le vent :

Les vents dominants sont secteur nord ouest généralement faibles à modérés. Les vents chauds et desséchants venant du sud se manifestant parfois en été. Ces vents provoquent des élévations brusques de température et une chute rapide de l'humidité relative.

Vu l'absence d'autres données de base, à cette étape de l'étude la caractéristique du régime des vents est donnée d'après les relevés obtenus à la station météorologique de Constantine. Les vents prédominants sur le territoire étudié sont des vents des directions de nord, nord-ouest et d'ouest. Les plus fréquents sont les vents froids et humides d'ouest dont les vitesses maximales moyennes peuvent dépasser 20 m/s. En été les vents prédominants sont ceux des directions de nord et nord-ouest qui sont plus modérés. La fréquence moyenne interannuelle des vents des directions différentes est donnée dans le tableau 1-6 .

Tableau I-6 : La fréquence moyenne interannuelle des directions des vents

Direction	N	NE	E	SE	S	SO	O	NO	calmer
Fréquence %	11.7	2.7	2.4	3.1	4.6	8.1	10.2	13.84	43.4

Source (Direction de l'hydraulique-Jijel)

Les vitesses maximales moyennes mensuelles du vent (2,5 - 2,7 mis) sont observées en période du décembre au mars, celles minimales son au mois de septembre (1,7 mis).

Les vitesses moyennes mensuelles du vent récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau I-7: Les vitesses moyennes mensuelles du vent

Caractéristique	MOIS												Anné
	S	O	N	D	J	V	M	A	M	J	J	A	
Vitesse moyenne Mensuelle du vent	1,7	2,1	2,3	2,7	2,5	2,7	2,6	2,3	2,2	2,1	2,1	2,1	2,3

I-5-Caractéristiques hydrologiques :

Le site d'implantation de la station d'épuration des eaux usées de la ville d'EL KENNAR se trouve à l'est de la wilaya de Jijel, sur le bord gauche de l'Oued El Nil, qui est tributaire du bassin de la Méditerranée.

- Le réseau hydrographique est bien développé dans la région concernée par l'étude. Ici il y a deux oueds importants (EL KEBIR et son affluent de rive droite BOU SIABA), plusieurs d'oueds d'importance mineure et de ravins et chabots.
- Le bassin versant de l'Oued EL KEBIR est limité au sud par les Hauts Plateaux Telliens, à l'ouest - par les monts de la Petite Kabylie, au nord ce bassin est limitrophe aux bassins des oueds qui prennent leur naissance dans les flancs de l'Atlas Tellien, à l'est il est limitrophe au basse dès l'oued SEYBOUSSE.

I-6-Etude démographique:

L'estimation de la population future a pour but d'avoir une idée sur le nombre et l'importance des équipements projetés. Dans ce contexte les centres d'EL KENNAR, TAHER, CHEKFA, EMIR ABDELKADER et SIDI ABDELAZIZ sont considérés comme des agglomérations de grande taille parmi les communes de la wilaya de JIJEL.

Nous avons fait recours aux documents disponibles à savoir :

- Recensement effectuée par la DPA juin 2007
- Plan directeur d'aménagement et urbanisme (PDAU).

La population du centre d'EL KENNAR et les agglomérations concernées aux horizons de calcul sont calculées d'après la formule suivante:

$$P_n = P_o (1+T)^n$$

Ou :

P_n : population future

P_o : population de l'année de référence (2007).

n : nombre d'années (2040-2007= 33ans).

T : taux d'accroissement =1,2%

L'accroissement de la population par horizons de calcul est représenté dans le tableau I-8.

Tableau I-8: population future du centre urbain

Population en 2007	Taux d'accroissement	Population à l'an 2025	Population à l'an 2040
147507 hab.	1,2%	182836	218660

I-7-Qualité des eaux usées de la zone d'étude :

I-7-1-Prélèvement et échantillonnage :

Pour pouvoir dimensionner les ouvrages d'épuration, il faut savoir la composition chimique des eaux usées que l'on détermine à l'aide des analyses chimiques au laboratoire. Les résultats des analyses chimiques des eaux usées prélevées au niveau de dix rejets des agglomérations de la wilayat de Jijel sont remis par l'Hydro-Projets-Est.

Les échantillons ont été prélevés les 29.03.2008, 30.03.2008, 25.05.2008, 26.05.2008 27.05.2008 aux heures de pointe rejets entre 9 h 00 et 16 h 50.

A la demande du maître d'ouvrage troisième campagne des analyses chimiques a été réalisée du 24.02.09 jusqu'à 25.02.09.

Les indices moyens de la charge polluante des eaux usées ménagères sont indiqués dans le tableau I-9.

Tableau I-9: résultats des analyses

Paramètre Physico-chimique	unité	Moyenne
Température en eau	(°c)	14.9
PH	—	7.25
Turbidité	(NTU)	265
Conductivité Electrique	(µS/cm)	1363.3
M.E.S (105°c)	(mg/l)	159.73
M.V.S	(mg/l)	137.01
D.C.O	(mgO ₂ /l)	262.9
D.B.O₅	(mgO ₂ /l)	114.64
Résidus sec	(mg/l)	3898
Nitrate	(mg/l)	5.48
Nitrite	(mg/l)	0.73
Fer	(mg/l)	1.45
NH₄	(mg/l)	4.4
SO₄	(mg/l)	65.62

Source (Direction de l'hydraulique-Jijel)

I-7-2-Interprétations des résultats :

❖ Température :

La température de l'effluent brut examiné se situe autour de 14.98°C ce qui favorise la croissance des micro-organismes.

La mesure de ce paramètre est important doit être effectué à l'entrée d'une station d'épuration car il influe sur l'efficacité des décanteurs et des processus d'épuration biologique.

❖ pH:

Les valeurs de pH mesuré sont comprises entre 7.1 et 7.5 ce qui montre la neutralité des eaux de rejets.

Notons que toutes les valeurs trouvées se situent dans la fourchette (6.5-8.5) admise par les normes de rejets.

❖ Matières en suspension:

Il est d'usage en traitement des eaux d'appeler " matières en suspension", des impuretés séparables par filtration ou centrifugation. Les matières en suspension comportent des matières organiques et des matières minérales.

Dans les résultats d'analyse obtenus montrent que les rejets des agglomérations est chargé des matières en suspensions.

❖ Conductivité :

La présence des ions confère à l'eau une certaine conductivité électrique, c'est-à-dire une certaine aptitude à conduire le courant électrique. Sa mesure donne une idée sur la salinité de l'eau.

La conductivité d'une eau varie grandement selon son degré d'impureté. Ainsi plus la concentration ionique des sels dissous est grande, plus la conductivité est grande.

Dans notre cas la conductivité acceptable car elle se trouve dans la fourchette des valeurs habituelles trouvées dans une eau usée. [300-8000] $\mu\text{S}/\text{cm}$

❖ Les nutriments:

Les valeurs de nitrate et nitrite sont faibles, ce qui indique que les eaux usées de la ville d'EL KENNAR et les autres agglomérations est pauvre en ces éléments.

❖ D.B.O5 :

La demande biologique en oxygène d'une eau résiduaire a une valeur inférieure à celle de la D.C.O correspondante.

La valeur moyenne de la D.B.O5 est égale à 114,64 mg/l, cette valeur qui montre une teneur moyenne en matières organiques biodégradables.

❖ **D.C.O:**

Les résultats obtenus pour les échantillons analysés font ressortir que la valeur moyenne de la D.C.O mesurée est égale à 262.9 mg/l.

I-8-Structure des villes et leurs développements :

Les centres d'EL KENNAR, TAHER, CHEKFA, EMIR ABDELKADER et SIDI ABDELAZIZ sont parmi les pôles urbains de la wilaya de JIJEL, c'est pour quoi leurs plans d'urbanisme sont venu pour dresser un bilan de la situation actuelle en prévoyant des solutions futures aux problèmes rencontrés, (habitat et structures urbaines ...).

d'après les données fournée par la direction de l'habitat et l'urbanisme 1 de la wilaya de JIJEL; les habitations sont de type individuelle, traditionnel et collective.

dans cette situation l'intervention à partir du PDAU se limite à des plans d'occupations des sols qui couvrent une grande partie du chef-lieu de ces communes.

I-9-Activités principales :

I-9-1-Activités socio-économiques :

Dans le cadre socio-économique on remarque la concentration de l'administration dans le chef-lieu de ces communes.

L'implantation de différents établissements sociaux et culturels aide beaucoup au développement social de ces communes, on trouve qu'elles sont dotées actuellement des écoles primaires, des lycées salle de lecture, des centres de formation, des maisons de jeune, des salles polyvalente, et des centres de soin.

Dans le cadre du PDAU en prévois des établissements sociaux culturels et sportif, en plus l'administration est présente (daïra; APG; PTT; gendarmerie et la garde communal) pour aide à régler de façon non centraliser les différent problèmes rencontrés.

I-9-2-Inventaire des industries :

Les communes d'EL KENNAR, TAHER, GHEKFA, EMIR ABDELKADER et SIDI ABDELAZIZ sont situé dans des zones agricoles; on note l'absence totale des activités industrielles à l'exception de la zone industrielle d'OULED SALAH sur une superficie de 17 hectares et la zone d'activité de l'EMIR ABDELKADER.

La direction des industries de la wilaya de JIJEL nous a informées de la création d'une zone extra portuaire à proximité du port de DJENDJEN (en projet).

I-9-3-Inventaire des agricultures :

Les communes d'EL KENNAR, TAHER, CHEKFA, EMIR ABDELKADER et SIDI ABDELAZIZ sont des villes agricoles, le faite que les majorités des terres sont des terrains plats, donc la tendance des agriculteurs est pour les cultures maraîchères, Céréales, arbustives sur de petites parcelles.



Fig n°I-2: Centre d'EL KENNAR-cultures maraîchères-

I-10-Système d'approvisionnement en eau potable :

I-10-1-Production:

Les communes d'EL KENNAR, TAHER, CHEKFA, EMIR ABDELKADER et SIDIABDELAZIZ en question d'eau potable et selon les données reçues de la direction de l'hydraulique la production de l'eau est réalisée à partir des forages constituant les seules ressources qui alimentent actuellement ces communes.

Tableau I-10: production en eau potable des communes concernées

commune	Stations de pompage (l/s)	temps de pompage (h)	Volume en (m ³ /j)
EL KENNAR	29	16	1670.40
TAHER	129	16	7430.40
CHEKFA	32	16	1843.20
EMIR ABDELKADER	50	16	2880
SIDI ABDELAZIZ	17	16	979.20

I-10-2-Stockage :

Pour assurer une bonne distribution, les communes d'EL KENNAR, TAHER, CHEKFA, EMIR ABDELKADER et SIDI ABDELAZIZ possèdent plusieurs ouvrages de stockage (réservoirs) assurant l'alimentation de ces localités, comme il est indiqué dans les tableaux ci-dessus:

Tableau I-11: Ouvrages de stockage des communes concernées

commune	Nombre de réservoirs	Capacité (m ³)
EL KENNAR	03	2300
TAHER	09	8500
CHEKFA	03	1500
EMIR ABDELKADER	03	2300
SIDI ABDELAZIZ	03	2000

I-11-Site d'implantation de la future station d'épuration :

La future station d'épuration des eaux usées d'El KENNAR sera implantée au niveau du site proposé par la direction de l'hydraulique de la wilaya de Jijel.



Fig n°I-3:Site de la future station d'épuration

- le site choisi et en se basant sur le PDAU, est dans une zone qui est extérieurs au limites des extensions futures.
- la future station d'épuration est dans une zone entourée des exploitations agricoles, ce qui facilite l'acheminement des eaux épurées.
- l'accès vers le site choisi est facilité par la présence d'une piste menant vers le site; facilitant l'accès et les travaux de réalisation de la future station d'épuration



Fig n°I-4: Site de la future station d'épuration

- l'accès et les travaux de réalisation de la future station d'épuration.
- le site choisi est dans un endroit éloigné des habitations d'où les désagréments dus aux odeurs résultant des procédés d'épuration sont écartés.
- la future station d'épuration est dans une zone où convergeront les rejets des centres d'EI KENNAR, TAHER, CHEKFA, EMIR Abdelkader et SIDI Abdelaziz donc une grande difficulté d'acheminement des eaux usées, avec une nécessité de réaliser des ouvrages annexes coûteux (stations de refoulement et de relevage).

D'après la direction de l'environnement, le site de la future station d'épuration est sur les dunes « cordon du nerf » qui protège cette zone des vents de mer.

Chapitre II

Les procédés d'épuration des eaux

Chapitre II : Les procédés d'épuration des eaux usées

Introduction :

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

De l'arrivée à la station d'épuration jusqu'au rejet naturel

II-1-Définition d'eau usée :

Une eau résiduaire est une eau contenant des rejets d'activités humaines, industrielles et agricoles qui peuvent provoquer ou accroître la pollution du milieu naturel dans lequel elle est rejetée.

Cette pollution peut être provoquée par des matières en suspension, colloïdales ou en solution de nature organique ou minérale.

II-2-nature et origine : [6]

En dehors de pollutions diffuses (en particulier agricoles), quatre types de pollution sont généralement définies contre lesquels des moyens de lutte doivent être mis en œuvre :

- ❖ La pollution des eaux usées domestiques
- ❖ La pollution apportée par les eaux pluviales
- ❖ La pollution des industries implantées dans la commune
- ❖ La pollution apportée par les eaux agricoles

II-2-1-Les eaux usées domestiques :

Constituant généralement l'essentiel de la pollution, elles se composent :

Des eaux vannes d'évacuation des toilettes, des eaux ménagères d'évacuation des cuisines, salles de bain.

Les déchets présents dans ces eaux souillées sont constitués par des matières organiques dégradables et des matières minérales. Ces substances sont sous forme dissoute ou en suspension.

II-2-2-Les eaux pluviales :

Les eaux de ruissellement peuvent être particulièrement polluées surtout en début de pluie :

- lessivage des sols, des surfaces imperméabilisées,
- remise en suspension des dépôts des collecteurs, ...

Les eaux pluviales sont de même nature que les eaux domestiques et peuvent contenir en plus, des métaux lourds et des toxiques :

- plomb,
- zinc,
- hydrocarbures, ...

Suivant le contexte local, des dispositions devront être prises pour en limiter l'impact : bassins d'orage, bassins d'étalement, chaussées filtrantes, ...

II-2-3-Les eaux usées industrielles :

Les caractéristiques des eaux usées d'origine industrielle sont bien évidemment directement liées aux types d'industries implantées sur la commune.

La pollution de ces eaux peut être organique, minérale, toxique.

Le branchement des établissements commerciaux, industriels ou artisanaux au réseau public n'est pas obligatoire. Toutefois ceux-ci pourront être autorisés à déverser leurs eaux industrielles dans le réseau public pour qu'elles soient épurées avec les eaux usées domestiques, à condition qu'elles soient compatibles avec les techniques d'épuration traditionnelle.

II-2-4-les effluents agricoles :

Les effluents agricoles renferment diverses substances, d'origines agricoles ou animales. Il s'agit de solution d'engrais lessivées par les sols fortement fertilisés, des produits phytosanitaires (pesticides) et des déjection animal(purins et lisiers de bétail)

II-3- La pollution : [6]

La présence d'une ou plusieurs substances modifiant la composition ou l'état d'une eau, constitue une pollution, dans la mesure où :

- La vie aquatique est perturbée, voire impossible,
- Les utilisations envisagées de l'eau sont restreintes ou même interdites.

Ces substances ou polluants sont nombreux et d'origine très variée. On peut les différencier en fonction :

~de leur aspect physique :

- matières en suspension
- matières dissoutes

~de leur composition chimique :

- matières organiques
- matières minérales

~de leur évolution dans la nature

- matières rapidement biodégradables
- matières difficilement biodégradables
- matières non biodégradables

~de leur impact sur les espèces vivantes :

- matières toxiques
- matières non toxiques

La pollution peut être caractérisé par :

- ~ Son odeur,
- ~ Sa couleur,
- ~ Son aspect.

Certaines pollutions peuvent être visibles comme :

- ~ La pollution par les hydrocarbures, ~ les rejets de peintures ...

D'autres, sont plus difficiles à détecter comme la pollution :

- ~ Soluble,
- ~ Incolore,
- ~ Inodore (exp : rejets de mercure, de cyanure ...).

II-4- Les paramètres caractéristiques des eaux usées : [8]

II-4-1- Les paramètres physiques :

II-4-1-1- La température :

Il est indispensable de connaître la température exacte de l'eau, car c'est un facteur important dans la vie d'une cour d'eau. Un changement de température affecte les diverses propriétés de l'eau. La température joue un rôle dans la solubilité sels et des gaz en particulier la conductivité électrique et dans les variations du PH.

La température optimale pour l'activité des micro-organismes, épurateurs est comprise entre 20°- 30°c, au-delà, la vitesse de réaction décroît rapidement et le floc bactérien se trouve rapidement épuisé en oxygène.

II-4-1-2-L'odeur :

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

II-4-1-3-La couleur :

La couleur de l'eau d'égout d'origine domestique est normalement grisâtre ; une couleur noire indique une décomposition partielle ; les autres teintes indiquent un apport d'eau résiduaire industrielle.

II-4-1-4-Les matières en suspension :

Les matières en suspension (MES) représentent la fraction solide de la pollution, elles comportent des matières organiques et des matières minérales.

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

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

II-4-2- Les paramètres chimiques :

II-4-2-1-La DBO5 :

La Demande Biologique en Oxygène (DBO) est la quantité d'oxygène nécessaire aux micro-organismes pour assimiler la pollution biodégradable sur une période définie. En effet, une période allant de 21 à 28 jours serait nécessaire aux micro-organismes pour assimiler la totalité de la pollution biodégradable. Il a été déterminé qu'une période de 5 jours correspondait à l'assimilation de la pollution biodégradable carbonée (oxydation), et qu'ensuite les micro-organismes assimilaient la pollution biodégradable azotée (nitrification). Pour des raisons pratiques, on prendra en compte pour cette analyse la première phase de 5 jours que l'on notera DBO5

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

II-4-2-2-La DCO :

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

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

II-4-2-3-rapport DCO/DBO5 :

DCO = matières organiques biodégradables et non biodégradables

DBO5 = matières organiques biodégradables

Donc :

~ La DCO est toujours supérieure à la DBO5 donc la DBO5 est une fraction de la DCO

Plus cette fraction est importante, plus les bactéries seront efficaces dans la dégradation de la pollution.

Pour vérifier cette caractéristique, on calcule le rapport entre la DCO et la DBO5, appelé rapport de biodégradabilité.

$$\frac{DCO}{DBO5} = \text{rapport de BIODEGRADABILITE}$$

Pour une eau usée urbaine, ce rapport est de l'ordre de 2 à 3. L'effluent est considéré alors comme biodégradable.

Si $\frac{DCO}{DBO5}$ est supérieur à 3, la pollution est peu ou pas biodégradable.

Pour les effluents d'industries agro-alimentaires, il est de l'ordre de 1,5 à 2. Cela traduit donc une meilleure biodégradabilité, ce qui implique qu'un traitement biologique est parfaitement adapté pour ce type de pollution.

Un rapport supérieur à 3 traduit l'apport d'un effluent industriel plus ou moins difficilement biodégradable. Dans ce cas, le traitement biologique seul risque d'être inadapté (notamment pour des valeurs supérieures à 3,5). Mais au-delà d'un certain seuil plus que la valeur c'est la variabilité qui est importante.

II-4-2-4- Les matières azotées :

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

Une analyse permet de mesurer simultanément l'azote organique et l'azote ammoniacal. Cette analyse est notée AZOTE KJELDAHL (NK).

$$NK = N_{org} + N-NH_4$$

II-4-2-5-Les matières phosphorées :

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

II-4-2-6-Le PH :

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

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

II -4-2-7-Les matières organiques - Les matières minérales :

Les matières organiques proviennent des êtres vivants :

- matières végétales ou animales,
- excréments, urines, ...

Ou des produits fabriqués à partir de ces êtres vivants :

- papier,
- tissus, ...

On retiendra que les matières organiques sont principalement composées par : de l'hydrogène, de l'oxygène, du carbone, de l'azote, du phosphore et du soufre
A haute température (plus de 500°C), les matières organiques brûlent et se transforment en fumée.

Les matières minérales :

- graviers,
- sables,
- métaux,
- sels minéraux,

Sont pour la plupart des composés qui évoluent peu dans les conditions naturelles.
Elles constituent les résidus (ou cendres) obtenus après calcination à 550°C

II-4-2-8-Les matières biodégradables - Les matières non biodégradables :

Les matières biodégradables représentent l'ensemble des composés transformables par des organismes vivants, essentiellement des bactéries.

Cette transformation peut se réaliser en présence d'oxygène de l'air : on parle de DEGRADATION AEROBIE.

Elle peut également survenir en absence d'oxygène : DEGRADATION ANAEROBIE.

La plupart des matières biodégradables proviennent des matières organiques, alors que les matières minérales sont plus généralement non biodégradables.

On notera enfin que certaines matières sont très rapidement biodégradables, tels le sucre, l'alcool,... d'autres matières, de composition chimique plus complexe, nécessitent plus de temps et sont donc difficilement biodégradables. Il s'agit, par exemple, des graisses, du bois, du tissu.

Les matières organiques sont estimées par la quantité d'oxygène nécessaire à leur dégradation.

Deux analyses sont utilisées :

- la DCO,
- la DBO5.

II-4-2-9-Conductivité :

La conductivité est une mesure de la capacité d'une solution à laisser passer un courant électrique.

Cette capacité dépend des sels solubles dans l'eau et de la température de mesure

Unité : Siemens/cm ou mho/cm (inverse de la résistivité).

La conductivité des eaux usées est très variable d'une région à l'autre.

Pour des eaux usées domestiques, on peut citer des valeurs moyennes de 900 à 1 300 m mho/cm. Il faut de plus noter que les traitements physiques ou biologiques n'ont que peu d'incidence sur ce paramètre.

Des conductivités plus faibles peuvent être du à des eaux d'infiltration ou à des eaux pluviales.

Des conductivités plus élevées peuvent être dues à l'infiltration d'eaux de mer, des raccordements industriels (fabrique d'anchois, de salaison ...), au salage des rues (dégel) ..

II-5-Les normes de rejet : [7]

Conformément aux recommandations de l'organisation mondiale de la santé (O.M.S), les normes de rejets des eaux usées sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II-1: normes de rejets de l'O.M.S.

Paramètres	normes
Température (°C)	30
PH	6,5-8,5
O ₂ (mg/l)	5
DBO ₅ (mg/l)	30-40
DCO (mg/l)	90 - 120
MES (mg/l)	30
Zinc (mg/l)	2
Chrome (mg/l)	0,1
Azote total (mg/l)	50
Phosphates (mg/l)	2
Hydrocarbures (mg/l)	10
Détergents (mg/l)	1
Huiles et graisses (mg/l)	20

II-6-conséquence de la pollution : [1]

Les conséquences de la pollution peuvent être classées en cinq catégories principales

II-6-1-les conséquences sanitaires :

C'est-à-dire qui ont trait à la santé des populations

Les conséquences sanitaires sont donc celles à prendre en compte en priorité.

II-6-2-conséquences écologiques :

Elles ont trait à la dégradation du milieu naturel.

Les conséquences écologiques se mesurent en comparant l'état du milieu pollué par rapport à ce qu'il aurait été sans pollution

II-6-3-conséquences esthétiques :

Cette troisième catégorie de conséquences pour être la plus subjective, n'en est pas moins importante.

Les conséquences esthétiques sont, par définition, les plus perceptibles, et c'est donc celles dont les riverains et les grands publics auront, en premier lieu conscience.

II-6-4-conséquences industrielles :

L'industrie est un gros consommateur d'eau la qualité requise pour les utilisations industrielles est souvent très élevée, tant sur le plan chimique (minéralisation, corrosion, entartrage), que biologique (problèmes d'encrassement des canalisations par les organismes). Le développement industriel peut donc être stoppé par la pollution (c'est une des raisons pour laquelle la préoccupation pour la pollution est apparue d'abord dans les pays industriels).

II-6-5-conséquences agricoles :

L'eau est largement utilisée pour l'arrosage ou l'irrigation, souvent sous forme brute (non traitée).

La texture du sol (complexe argilo-humide), sa flore bactérienne, les cultures et le bétail, sont sensibles à la qualité de l'eau.

Du même, les boues issues de traitement des eaux usées pourront, si elles contiennent des toxiques (métaux lourds) être à l'origine de la pollution des sols

Le traitement comporte en générale :

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

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

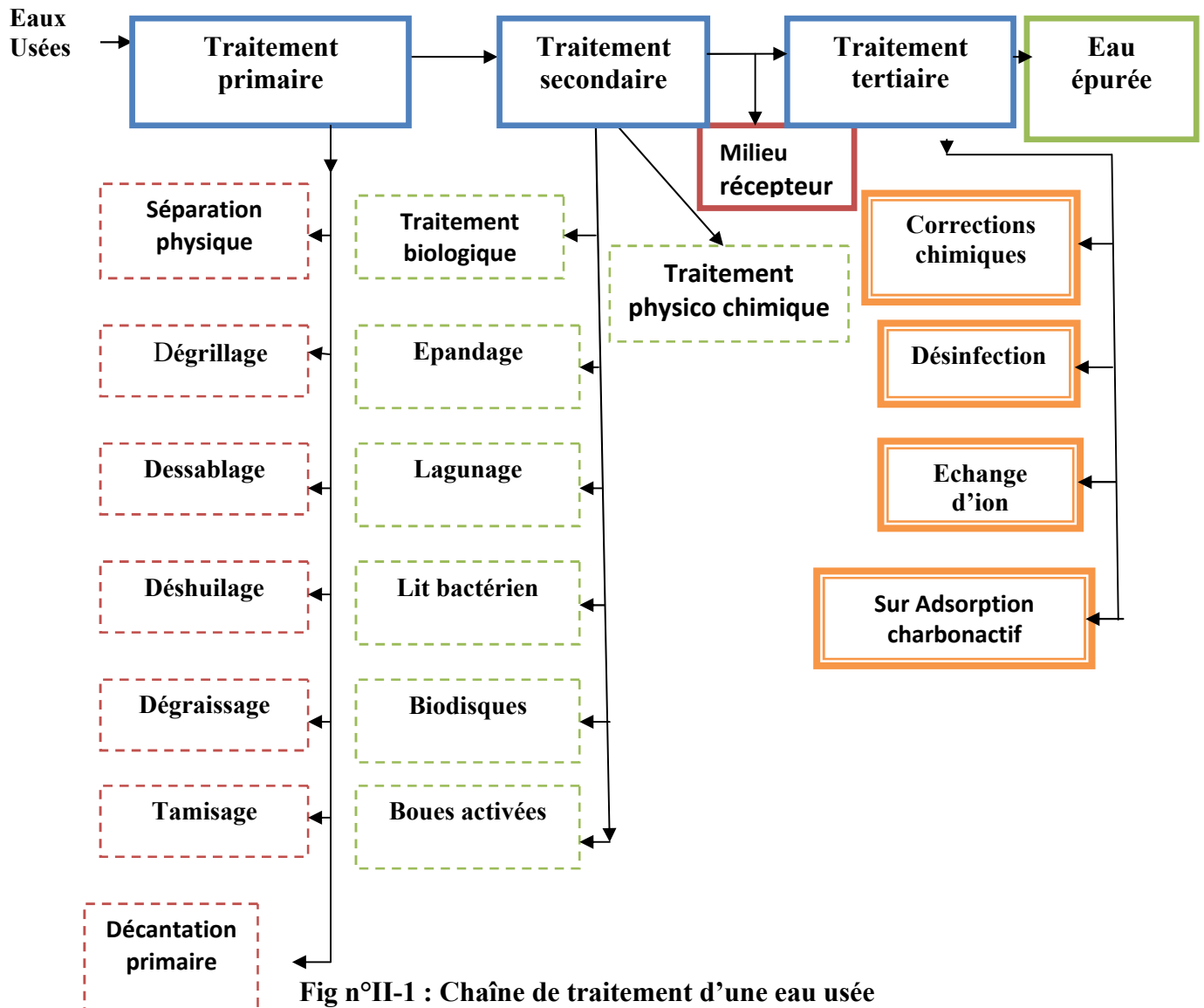


Fig n°II-1 : Chaîne de traitement d'une eau usée

II-7-Prétraitements physiques :

Les dispositifs de prétraitement sont présents dans toutes les stations d'épuration, quels que soient les procédés mis en œuvre à l'aval.

Ils ont pour but d'éliminer les éléments solides ou particulaires les plus grossiers, susceptibles de gêner les traitements ultérieurs ou d'endommager les équipements : déchets volumineux (dégrillage), sables (dessablage) et corps gras (dégraissage – déshuilage). Comme suite :

II-7-1-Dégrillage :

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

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

II-7-2-Tamisage :

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

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

II-7-3-Dessablage :

Les eaux usées urbaines contiennent des particules minérales dont la densité est bien supérieure à celle de l'eau et des matières organiques. Ce sont des débris de verre ou de métaux mais surtout des graviers et des sables

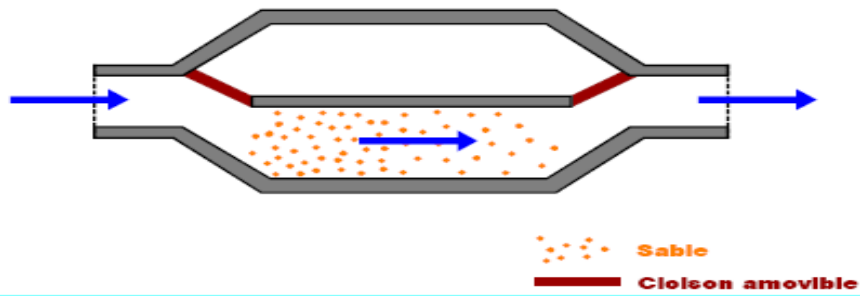
Il est nécessaire d'extraire ces matières quel que soit le type de réseau : unitaire ou séparatif. La concentration en sable peut atteindre 200 mg.l⁻¹ en séparatif, voire 500 mg.l⁻¹ en unitaire.

La séparation des sables met à profit la différence de densité entre les solides minéraux ($d = 2,65$) et les matières organiques ($d = 1,2$) qui doivent rester en suspension. C'est là toute la différence entre les décanteurs et les dessableurs.

La figure **Fig. II-2**, représente un dessableur longitudinal.

DESSABLEUR DOUBLE CANAL

1) Vue en plan



2) Vue en perspective

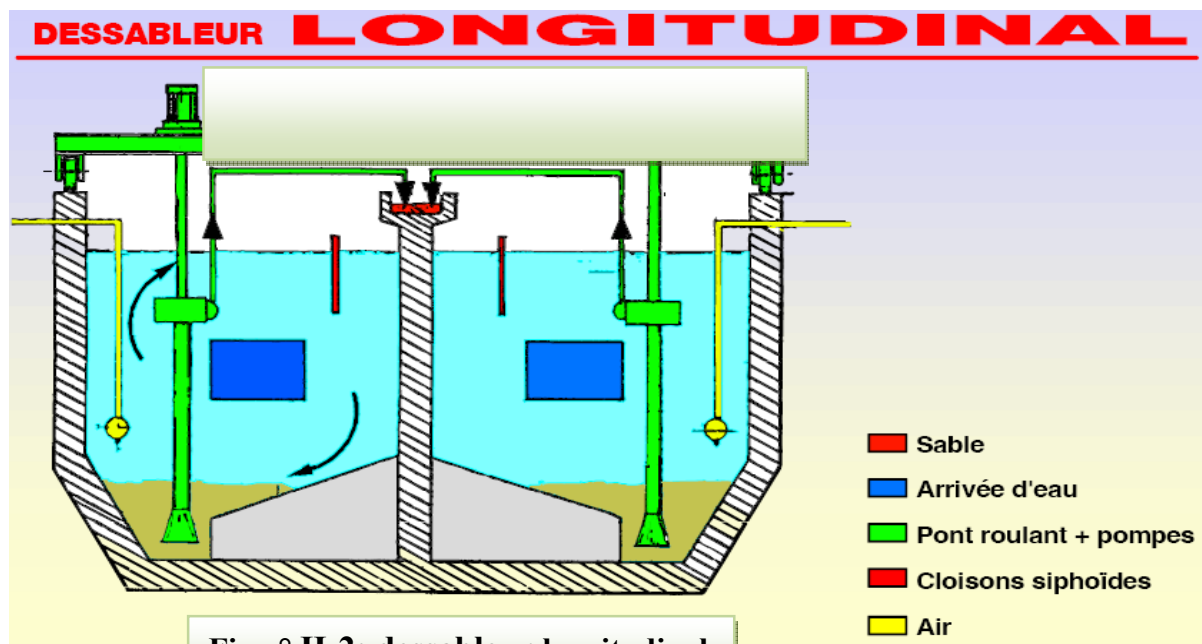
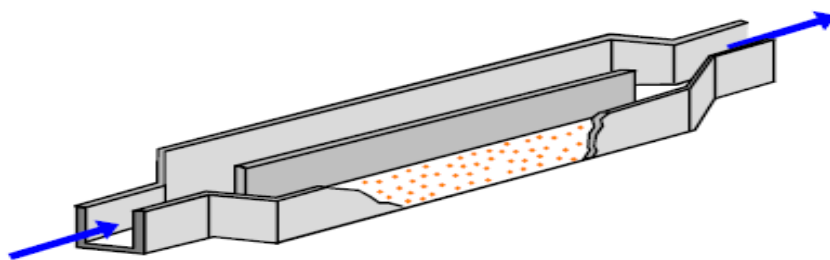


Fig n° II-2: dessableur longitudinal

II-7-3-1- Rôle :

Le rôle du dessableur est de retenir les matières minérales lourdes ($\emptyset > 200 \mu\text{m}$), sables et graviers $d = 2,65$.

II-7-3-2-But :

L'élimination des sables permet d'éviter l'usure des pompes, l'engorgement des canalisations, les dépôts dans les bassins et dans le digesteur, ainsi que l'usure des centrifugeuses.

II-7-3-3-Position :

Le dessableur se trouve en tête de station :

- ❖ après le dégrillage
- ❖ avant ou après le tamisage.

II-7-3-4-Type :

On trouve deux types de dessableur :

II-7-3-4-A -Dessaleurs canaux gravitaires :

- ❖ Dessableur couloires simple
- ❖ Dessableur couloires à vitesse constante
- ❖ Dessableur carrés pour les grandes installations
- ❖ Dessableur à insufflation d'air
- ❖ Dessableur circulaire de forme cylindro-conique

II-7-3-4-B-hydro cyclones :

Séparation des particules par classification

Hydraulique centrifuge

Tableau II-2 : Avantages - Inconvénients des dessableurs [7]

OUVRAGES EQUIPEMENTS	AVANTAGES	INCONVENIENTS
Dessableurs couloirs	<ul style="list-style-type: none"> • simple 	<ul style="list-style-type: none"> • performances très limitées à proscrire
Dessableurs rectangulaires A brassage à air (variante avec paroi siphonide, effet rouleau)	<ul style="list-style-type: none"> • simple, éprouvé • possibilité de grouper les ouvrages • maintien des matières en suspension et séparation des matières flottantes (qui peuvent être récupérées) 	<ul style="list-style-type: none"> • consommation d'air • entraînement de sable si • débit d'air trop important.
Dessableurs circulaires A brassage mécanique	<ul style="list-style-type: none"> • simple, éprouvé • fonctionnement peu sensible aux variations de débits • pertes de charge faibles • lavage du sable à l'aide d'eau et d'air • peu d'odeur 	<ul style="list-style-type: none"> • profondeur • intégration dans le site • (forme circulaire prend plus de place) • génie civil plus compliqué
Dessableurs circulaires A brassage d'air	<ul style="list-style-type: none"> • maintien des conditions de turbulence minimale pour éviter des dépôts des MO • possibilités de récupérer 	<ul style="list-style-type: none"> • consommation d'air • intégration dans le site • forme circulaire prend plus de place

II-7-4-Dégraissage-déshuilage :

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

II-8-Traitements primaires :

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

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

La décantation primaire classique consiste en une séparation des éléments liquides et des éléments solides sous l'effet de la pesanteur. Les matières solides se déposent au fond d'un ouvrage appelé décanteur pour former les boues primaires. Ces dernières sont récupérées au moyen d'un système de raclage. Ce traitement élimine 50 à 60% des matières en suspension et réduit d'environ 35% la DBO et la DCO [3].

II-9-Traitements secondaires :

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

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

II-9-1-Traitement physico-chimique :

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

II-9-1-1-Coagulation :

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

De l'eau potable.

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

II-9-1-2-Floculation :

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

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

II-9-1-3-Neutralisation :

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

II-9-1-4-Décantation :

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

Avantages:

- ❖ généralement pour des collectivités de taille moyenne ou importante (>20000 EH) ;
- ❖ bonne élimination des MES et du Phosphore ;
- ❖ adaptation aux variations de charges (zone touristiques, industrielles) ;
- ❖ insensible 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.).

Inconvénient:

- ❖ 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 ;

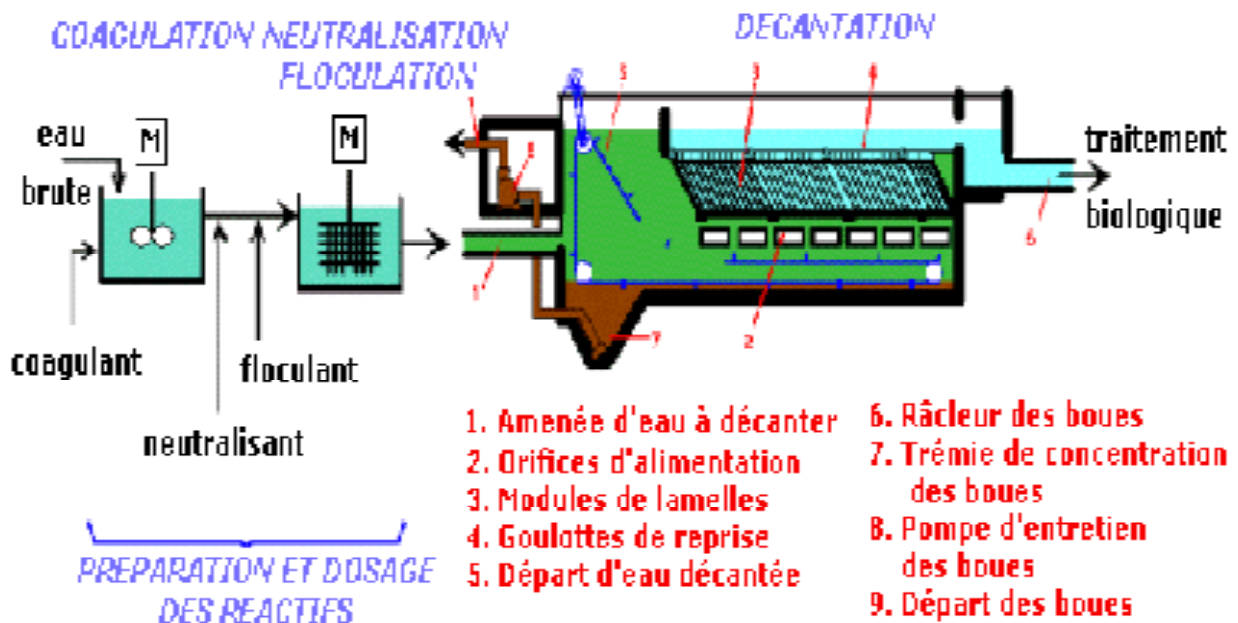


Fig n°II-3 : Traitement physico-chimique

II-10-Procédé d'épuration biologique :

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

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

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

Parmi les divers organismes responsables des phénomènes biologiques, les bactéries sont les plus importantes et les plus nombreuses.

La dégradation biologique s'accomplit en deux phases presque simultanées :

- ❖ une phase d'absorption, très rapide, au cours de laquelle les substances organiques s'absorbent sur la membrane extérieure des cellules.
- ❖ une phase d'oxydation, plus lente, au cours de laquelle a lieu l'oxydation des matières organiques en produits de décomposition tels que CO_2 et H_2O . La vitesse de dégradation dépend de plusieurs paramètres tels que la quantité d'oxygène, la masse totale de micro-organismes, la température et surtout la nature des substances à traiter [5].

Les principaux procédés d'épuration biologique sont :

II-10-1-Epandage :

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

II-10-1-Avantages et inconvénients :

❖ Inconvénients :

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

❖ Avantage :

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

II-10-2-Les lits bactériens:

II-10-2-1-Principe :

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

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

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

II-10-2-2-Avantages et inconvénients :

❖ Avantage :

Un choix convenable du matériau et des dimensions des pores (Augmentation de la surface spécifique) permet d'atteindre des rendements assez bons.

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

❖ Inconvénients :

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

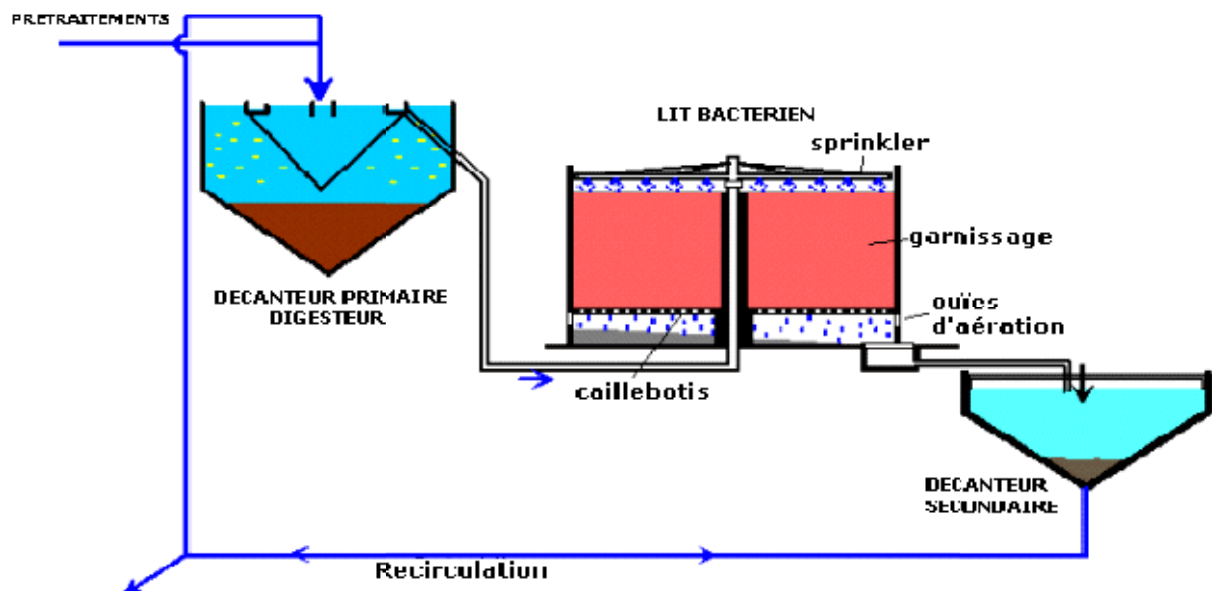


Fig n°II-4: Lit bactérien

II-10-3-Les disques biologiques :

II-10-3-1-Principe :

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

Les performances de ce procédé sont étroitement liés à :

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

II-10-3-2-Avantages et inconvénients :

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

- ❖ **Avantage :**

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

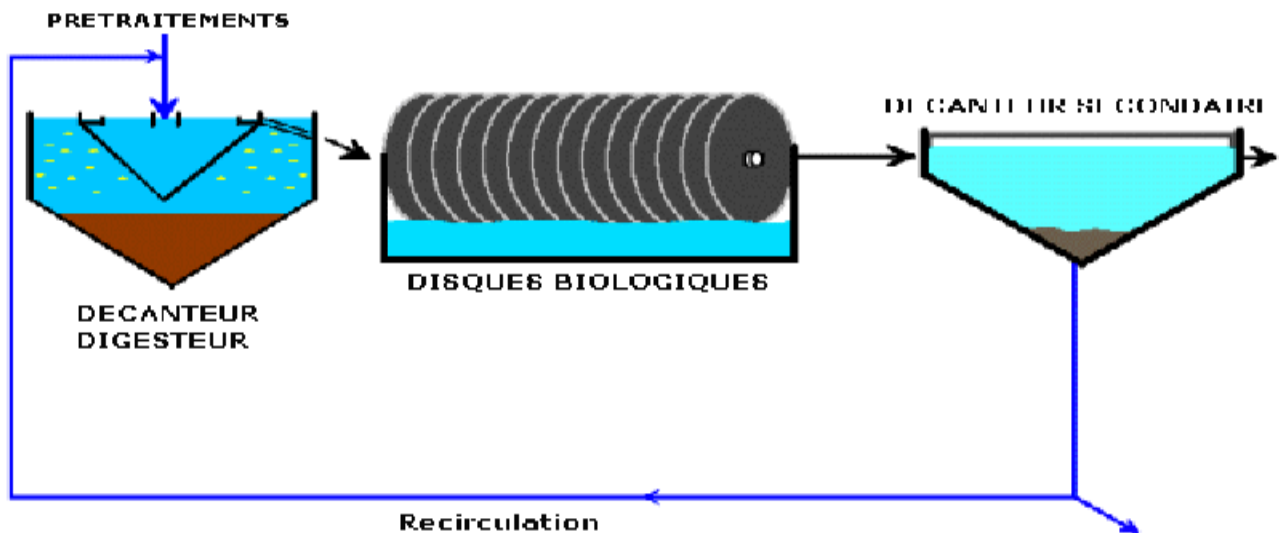


Fig n°II-5: Le disque biologique

II-10-4-Lagunage :

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

II-10-4-1-Le lagunage naturel :

II-10-4-1-1-Principe :

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

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

II-10-4-1-2-Avantages et Inconvénients :

❖ Avantage :

- généralement pour des petites stations de taille inférieure à 2000 EH ;
- bien adapté au réseau unitaire (charge hydraulique - dilution) ;
- faibles coûts d'exploitation ;
- bonne intégration dans l'environnement ;
- bonne élimination des pathogènes ;
- raccordement électrique inutile ;
- bonne élimination de l'azote (70 %) et du phosphore (60 %).

❖ Inconvénients :

- emprise au sol importante ;
- contraintes de nature de sol et d'étanchéité ;
- variation saisonnière de la qualité de l'eau traitée ;
- nuisances en cas de défaut de conception et/ou d'exploitation (rongeurs, odeurs, moustiques) ;
- élimination de l'azote et du phosphore incomplète ;
- difficultés d'extraction des boues ;
- taille > 100 EH ;

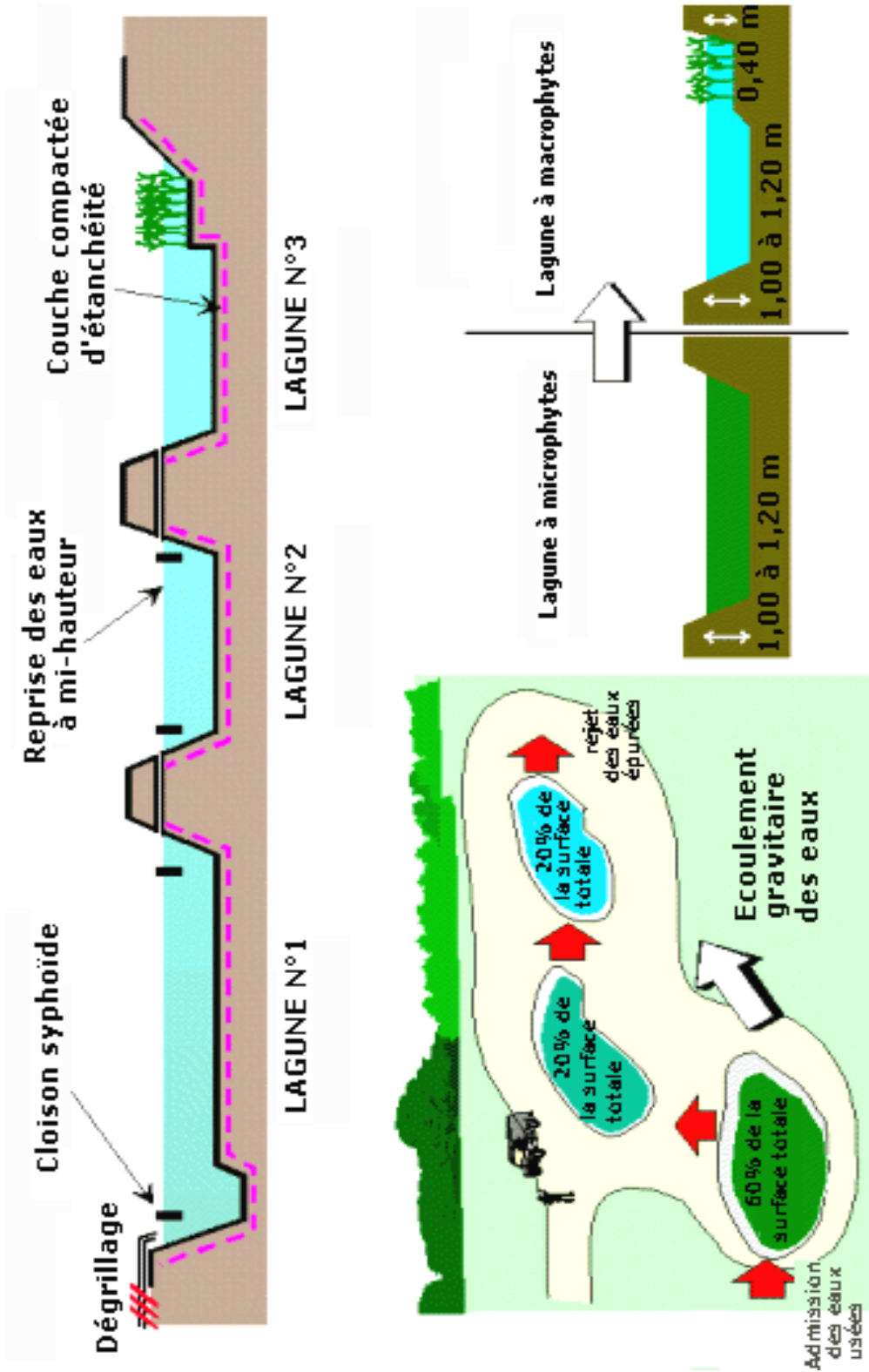


Fig n°II-6: Laganage natural

II-10-4-2-Le lagunage aéré :

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



Fig n°II-7 : système d'épuration par lagunes aeres [6]

II-10-5-Boues activées :

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

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

II-10-5-1-Principe :

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

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

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

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

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

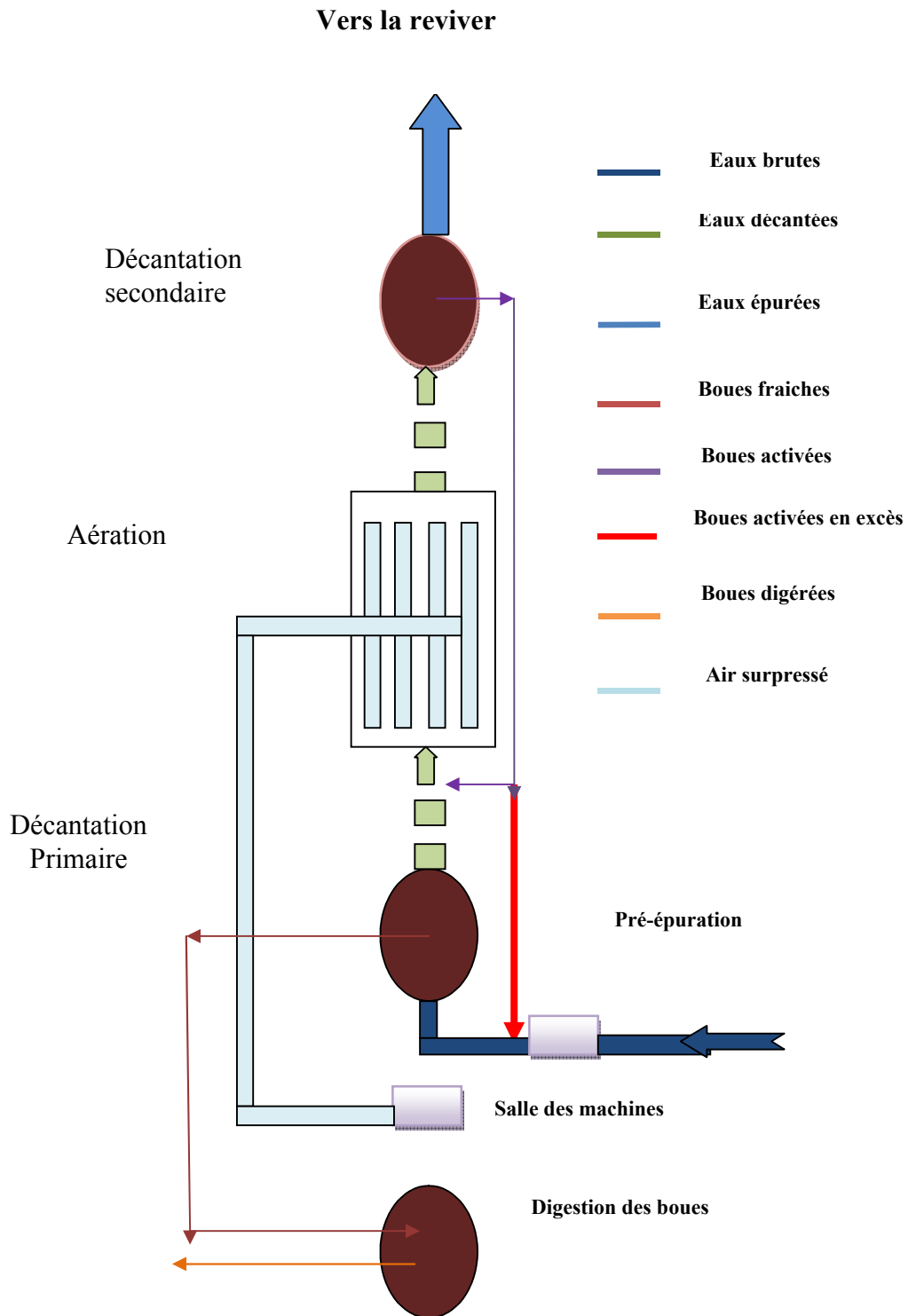


Fig n°II-8 : Schéma du principe de l'épuration par boues activé

II-10-5-1-Avantages et inconvénients :

❖ **Avantage :**

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

❖ **Inconvénients :**

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

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

Conclusion :

Pour éviter tous les risques sanitaires et pour bien protéger l'environnement et les ressources hydriques contre la pollution, il existe un moyen qui consiste à épurer ces eaux usées; c'est-à-dire implanté une station d'épuration, afin de sauvegarder l'équilibre écologique du milieu aquatique naturel et pour une éventuelle réutilisation des eaux épurées dans divers domaines surtout en agriculture. il est recommandé de séparer les eaux urbaines et les matières organiques, les détergents, les huiles, goudrons afin de traiter convenablement ces eaux usées dans une station d'épuration urbaines.

Chapitre III

Procédé d'épuration par boues activées

Chapitre III : Procédé d'épuration par boues activées

Introduction :

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

Le traitement biologique par biomasse libre est actuellement le plus utilisé pour l'épuration des eaux résiduaires urbaines.

L'origine des boues activées résulte des observations d'ARDEN et LOCKETT qui en 1914, constatèrent que des agglomérats bactériens se forment spontanément, lors de l'aération prolongée d'une eau résiduaire urbaine. La matière organique est, d'une part convertie en matière vivante et, d'autre part minéralisée.

Les agglomérats bactériens peuvent ensuite être séparés de l'eau traitée par simple décantation, les phases d'aération et de décantation étant initialement réalisées dans le même bassin.

Très rapidement, la phase de décantation fut isolée dans un second bassin, ce qui Permet un fonctionnement continu du procédé. La technique des boues activées était née. On voit donc qu'elle se met en œuvre par la combinaison de 3 dispositifs :

- ❖ un réacteur biologique où sera sélectionnée une biomasse apte à la décantation,
- ❖ un système d'aération fournissant l'oxygène nécessaire à la biologie,
- ❖ un ouvrage de séparation, essentiellement par décantation, où l'eau purifiée sera

Séparée de la biomasse formée

Les eaux usées urbaines sont généralement soumises dans les stations d'épuration à :

- ✓ des prétraitements de :
 - dégrillage
 - dessablage
 - déshuilage
- ✓ éventuellement à un traitement primaire de :
 - décantation
- ✓ et à un traitement secondaire,
 - le plus souvent, biologique par : **boues activées**
 - comprenant une décantation ;
- ✓ enfin, parfois à un traitement tertiaire
 - biologique d'élimination de l'azote et du phosphore,
 - chimique de précipitation et de décantation du phosphore,
 - physico - chimique de désinfection.

III-1-Composants d'une unité biologique : [9]

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

- ❖ Un bassin dit d'aération dans lequel l'eau à épurer est mise en contact avec la masse bactérienne épuratrice.
- ❖ Un clarificateur dans lequel s'effectue la séparation d'eau épurer et de la culture bactérienne.

- ❖ Un dispositif de recirculation des boues assurant le retour vers le bassin d'aération des boues biologique récupérées dans le clarificateur, cela permet de maintenir la quantité de micro-organisme constante pour assurer le niveau d'épuration recherché.
 - ❖ Un dispositif de fourniture d'oxygène à la masse bactérienne présente dans le bassin d'aération.
 - ❖ Un dispositif de brassage afin d'assurer au mieux le contact entre le micro-organisme et la nourriture, d'éviter les dépôts de favoriser la diffusion de l'oxygène
- L'installation d'une station d'épuration par boue activées comprend successivement (Figure III-1) :

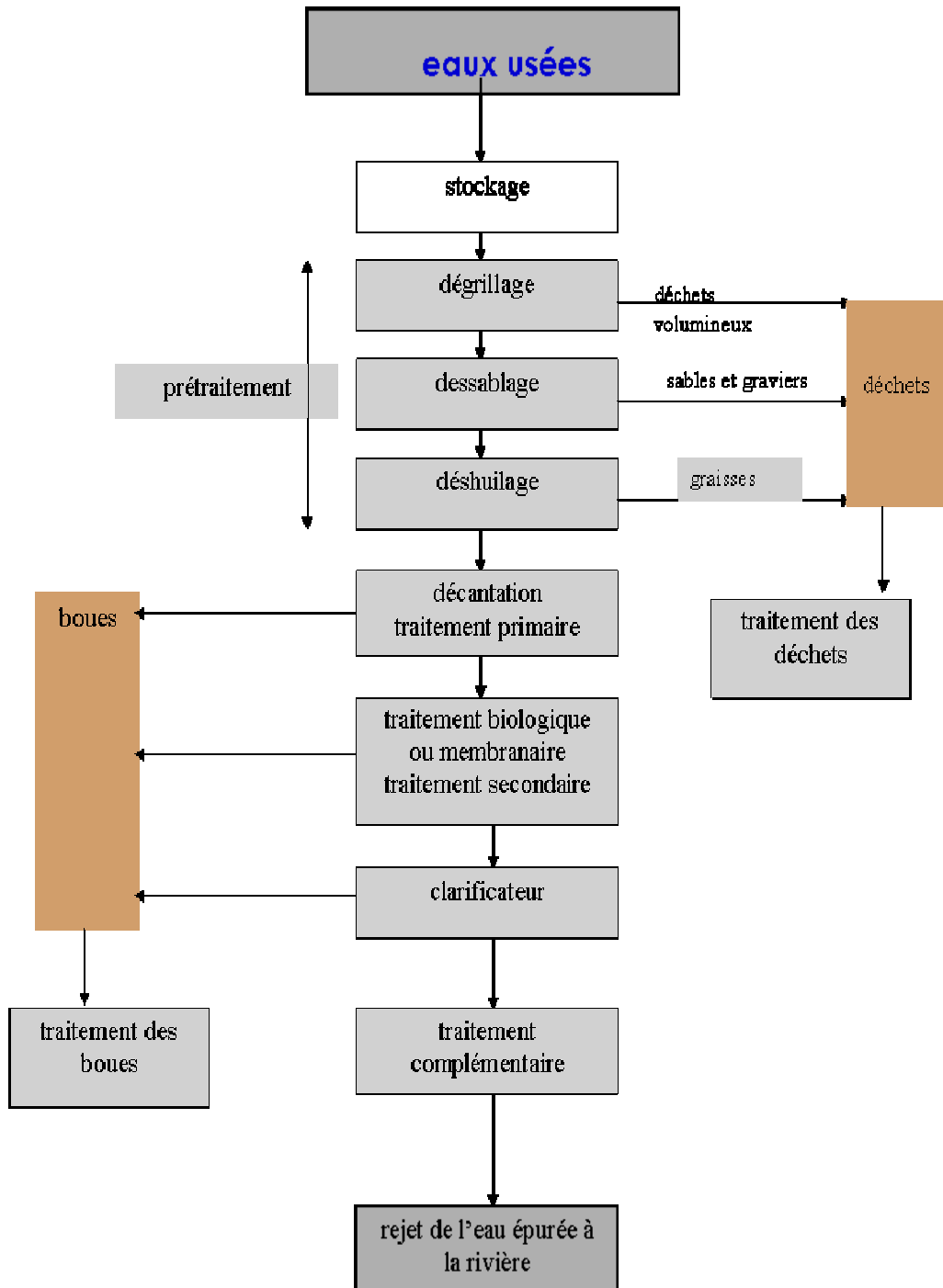


Fig n° III-1:schéma d'une station de traitement par boues activées [6]

III-2-Classement des procédés par boues activées : [10]

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

a. Charge massique :

La charge massique C_m est le rapport entre la quantité de pollution journalière reçue en Kg de DBO₅ et la masse de boues activées MVS dans ce réacteur. Cette notion C_m est importante car elle conditionne pour les différents paramètres de boue le fonctionnement du boue activée, tel que :

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

b. Charge volumique :

La charge volumique C_v est le rapport de la pollution journalière reçue en Kg de DBO₅ au volume 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.

Tableau III-1 : classement des procédés par boues activées. [11]

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

Remarque :

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

III-3-Choix du procédé d'épuration : [12]

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

a. Procédé à forte charge :

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

b. Procédé à moyenne charge :

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

c. Procédé à faible charge :

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

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.

d. Bassin d'aération:

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

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

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

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

Ce procédé présente plusieurs avantages:

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

III-4-Le Traitement Secondaire (Clarificateur):

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

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

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

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

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



Fig n° III-2 : décanteur secondaire (clarificateur)

III-5-Traitement Tertiaire (Désinfection) : [13]

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

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

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

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

III-6-Traitement Des Boues :

➤ **Epaississement:**

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

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

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

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

➤ **Lits De Séchage:**

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

L'air de séchage comprend deux couches :

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

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

III-7-Paramètres influençant le processus épuratoire :

➤ 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-8-Avantages et inconvénients:

✓ Avantage :

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

✓ **Inconvénient :**

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

Conclusion :

Après avoir vu les différents types de traitement biologique, on propose d'adopter processus par boue activée comme moyen de traitement pour le traitement des eaux usées de notre agglomération, et cela en raison du bon rendement épuratoire qu'il procure ainsi que la disponibilité du terrain d'implantation du projet.

Chapitre IV

Dimensionnement de la station d'épuration

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

Introduction :

Les systèmes d'épuration doivent être dimensionnés, conçus et exploités de telle manière qu'ils puissent traiter les flux de matières polluantes correspondantes à leur débit et leurs charges de référence.

IV-1-Calculs de base pour le dimensionnement:

Tous les ouvrages de la station ont été dimensionnés pour traiter les eaux usées à l'horizon 2025 et 2040

IV-1-1-Estimation des débits :

Le volume rejeté par les habitants est estimé à 80 % de la dotation. La direction de l'hydraulique de la willaya de Jijel a opté pour une dotation de 150 /hab/j pour les communes : d'EL KENNARTAHER, CHEKFA, EMIR ABDELKADER et SIDI ABDELAZIZ,

- Il s'agit de déterminer :
- a-Le débit moyen journalier : « $Q_{moy,j}$ » (m³/j)
 - b-Le débit moyen horaire : « $Q_{moy,h}$ » (m³/h)
 - c-Le débit de pointe : « Q_p »
 - d-le débit diurne « Q_d »

a-le débit moyen journalier :

Le débit moyen journalier se calcule comme suit : $Q_{moy,j} = D.N.Cr$

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

N : nombre d'habitant l'horizon considéré,

Cr: coefficient de rejet.

$$Q_{moy,j} = 182836 * 150 * 0.8 = 21940.32 \text{ m}^3 / \text{j} \quad \text{pour l'horizon 2025}$$

$$Q_{moy,j} = 218660 * 150 * 0.8 = 26239.2 \text{ m}^3 / \text{j} \quad \text{pour l'horizon 2040}$$

b -débit moyen horaire :

Il est donne par la relation suivante :

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{moy,j}}{24}$$

$$Q_{moy,h} = \frac{21940.32}{24} = 914.18 \text{ m}^3 / \text{h} \text{ pour l'horizon 2025}$$

$$Q_{moy,h} = \frac{26239.2}{24} = 1093.3 \text{ m}^3 / \text{h} \text{ pour l'horizon 2040}$$

c-le débit de pointe en temps sec :

On le calcule par la relation suivante :

$$Q_{pte} = Q_{moy,j} * C_p$$

C_p : coefficient de pointe

$$C_p = 1,5 + 2,5 / \sqrt{Q_{moyj}} \rightarrow \text{Si } Q_{moyj} > 2,8 \text{ l/s}$$

$$C_p = 3 \rightarrow \text{Si } Q_{moyj} \leq 2,8 \text{ l/s}$$

pour l'horizon 2025 on a $Q_{moy,j} = 253.94 \text{ l/s}$ donc

$$C_p = 1,5 + 2,5 / \sqrt{178.87} = 1.66$$

$$\text{on a donc } Q_{pte} = 1.66 * 253.94 = 421.54 \text{ l/s} = 0.422 \text{ m}^3 / \text{s}$$

pour l'horizon 2040 on $Q_{moy,j} = 303.69 \text{ l/s}$ donc $cp = 1.64$

$$\text{Donc } Q_{pte} = 1.64 * 303.69 = 498.05 \text{ l/s} = 0.498 \text{ m}^3 / \text{s}$$

d-Débit de pointe en temps de pluie :

On prend une dilution de 3 et on trouve :

$$\text{pour l'horizon 2025 } Q_{pte p} = 3 * 253.94 = 761.82 \text{ l/s}$$

$$\text{pour l'horizon 2040 } Q_{pte p} = 3 * 303.69 = 911.07 \text{ l/s}$$

e-le débit diurne :

Le débit moyen diurne correspond à la période diurne de 16 heures consécutives au cours de laquelle la station reçoit le plus grand volume d'eau usée, soit : $Q_d = Q_{moyj} / 16$

$$\text{Pour l'horizon 2025 } Q_d = 21940.32 / 16 = 1371.27 \text{ m}^3 / \text{h}$$

$$\text{Pour l'horizon 2040 } Q_d = 26239.2 / 16 = 1639.95 \text{ m}^3 / \text{h}$$

IV-1-2-Evaluation des charges polluantes :

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

a- La charge moyenne journalière en DBO5:

$$L_0 = C_{DBO5} (\text{Kg/m}^3) * Q_j (\text{m}^3 / \text{j})$$

Avec : - L_0 : charge moyenne journalière en DBO5

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

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

Nous avons $C_{DBO5} = 114.64 \text{ mg/l}$ (voir le tableau I-9)

$$\text{Donc pour l'horizon 2025 } L_0 = 114.64 * 10^{-3} * 21940.32 = 2515.24 \text{ kg/j}$$

$$\text{Pour l'horizon 2040 } L_0 = 114.64 * 10^{-3} * 26239.2 = 3008.06 \text{ kg/j}$$

b-La charge moyenne journalière en MES :

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

Avec : - N_0 : charge moyenne journalière en MES.

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

Nous avons : $C_{MES} = 159.73 \text{ mg/l}$ (voir le tableau I-9)

$$\text{Donc : Pour l'horizon 2025 } N_0 = 138.28 * 10^{-3} * 21940.32 = 3504.53 \text{ kg/j}$$

$$\text{Pour l'horizon 2040 } N_0 = 138.28 * 10^{-3} * 26239.2 = 4191.19 \text{ kg/j}$$

TABLEAU IV-1 : Tableau résumant les données de base pour le calcul

Horizons de calcul		2025	2040
Débit journalier	m ³ /j	21940.32	26239.2
Débit de pointe de temps sec	l/s	422	498.05
Débit de pointe de temps de pluie	l/s	761.82	911.07
-Concentrations moyennes des eaux brutes	mg_{DBO5}/l	114.64	
	mg_{MES}/l	159.73	
-Charge journalière en <i>DBO5</i> -	Kg_{DBO5}/j	2515.24	3008.06
Charge journalière en <i>MES</i>	Kg_{MES}/j	3504.53	4191.19
-Concentrations requises de l'effluent	$C_{DBO5} mg/l$	30	
	$C_{MES} mg/l$	30	
-Réduction de la charge en <i>DBO5</i>	$\mu = (1 - C_{DBO5 \text{ sortie}} / C_{DBO5 \text{ entrée}}) * 100\%$	73.83	73.83
-Réduction de la charge en <i>MES</i>	$\mu = (1 - C_{MES \text{ sortie}} / C_{MES \text{ entrée}}) * 100\%$	81.22	81.22

IV-2-Les prétraitements :

IV-2-1-Dégrillage :

Pour le calcul des paramètres de la grille, on utilise la méthode de KIRSCHMER

Largeur de la grille :

la largeur de la grille est calculée par l'expression suivante :

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

Avec :

B : largeur de la grille

h_{\max} : hauteur maximale admissible sur une grille.

β : fraction de la surface occupée par les grilles.

$$\beta = \frac{d}{d+e}$$

On a pour : les grilles grossières : $d = 2\text{cm}$, $e = 5$ à 10cm .

les grilles fines : $d = 1\text{cm}$, $e = 0,3$ à 1cm .

tel que : d : épaisseur des barreaux (cm)

e : espacement des barreaux.

$$S : \text{surface de passage de l'effluent } S = \frac{Q_P}{V}$$

Q_P : Débit de pointe de temps de pluie (m^3/s).

V : Vitesse de passage à travers la grille (m/s).

$V = (0.6-1.40)m/s$ au débit de pointe.

σ : Coefficient de colmatage des grilles

$\sigma = 0,5$ pour un dégrillage automatique.

$\sigma = 0,25$ pour un dégrillage manuel.

En remplaçant la surface par sa formule l'expression devient comme suit :

$$B = \frac{Q_P \cdot \sin \alpha}{V \cdot h_{\max} \cdot (1 - \beta) \cdot \sigma}$$

IV-2-1-1-l'horizon 2025:

IV-2-1-1-1-Le dégrillage grossier:

$$Q_{\text{pte p}} = 761.82 \text{ l/s} = 0.76 \text{ m}^3/\text{s}$$

On prend $\alpha = 60^\circ$; $V = 1 \text{ m/s}$; $h_{\max} = 0,8 \text{ m}$

$\sigma = 0.5$ (Dégrillage automatique)

$d = 2 \text{ cm}$ et $e = 5 \text{ cm}$, donc $\beta = 0.29$

$$\text{On obtient : } B = \frac{0.76 \sin 60^\circ}{1.0,8 \cdot (1 - 0.29) \cdot 0,5} = 2.32 \text{ m}$$

$$\mathbf{B = 2.32 \text{ m}}$$

IV-2-1-1-2-le dégrillage fin :

Pour le dégrillage fin, on prend : $e = 0,5 \text{ cm}$, $d = 1 \text{ cm}$ Ce qui donne $\beta = 0,67$

$$B = \frac{0,76 \cdot \sin 60^\circ}{1.0,8(1 - 0,67) \cdot 0,5} = 5 \text{ m}$$

On prend : $B = 5 \text{ m}$ on prend deux dégrilleurs fin de 2.5 m de largeur

- Le calcul de la longueur :

On a une hauteur de grille de 0.8m

On a : $\sin \alpha = h / L$ alors : $L = 0.8 / \sin 60 = 0.9m$;

On y ajoute 0.6m pour le débordement

Donc on trouve : **L = 1.5 m**

IV-2-1-2-horizon 2040 :

IV-2-1-2-1-Le dégrillage grossier :

On a :

$Q_p = Q_p(2040) - Q_p(2025) = 0.91 - 0.76 = 0.15m^3/s$ (les résultats obtenus indiquent l'extension)

On prend : $\alpha = 60^\circ$, $V = 1m/s$, $\sigma = 0.5$ (dégrillage automatique)

$d = 2\text{ cm}$ et $e = 5\text{ cm}$, donc $\beta = 0.29$

$$\text{On obtient : } B = \frac{0.15 \sin 60^\circ}{1.08 \cdot (1 - 0.29) \cdot 0.5} = 0.46m$$

$$B = 0.46\text{ m}$$

IV-2-1-2-2-le dégrillage fin :

Pour le dégrillage fin, on prend : $e = 0,5\text{ cm}$, $d = 1\text{ cm}$ Ce qui donne $\beta = 0,67$

$$B = \frac{0.15 \cdot \sin 60^\circ}{1.08(1 - 0,67) \cdot 0,5} = 0,98m$$

$$B = 0,98m$$

- Le calcul de la longueur :

On a : $\sin \alpha = h / L$ alors : $L = 0.8 / \sin 60$; avec 0.6m de débordement on trouve :

$$L = 1.5m$$

IV-2-1-3-Calcul des pertes de charge :

Pour le calcul du dégrilleur Kruschmer 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 :

$$\Delta H = \beta \left(\frac{d}{e}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{V^2}{2g} \sin \alpha$$

avec:

ΔH : perte de charge(m).

β : coefficient dépendant de la forme des barreaux.

d : espacement entre les barreaux (cm).

g : accélération de la pesanteur (m/s²).

α : angle d'inclinaison de la grille.

e : épaisseur des barreaux.

IV-2-1-3-1- La grille grossière :

On a :

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

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

$$\text{Donc : } \Delta H = 1,79 \left(\frac{2}{5}\right)^3 \frac{(1)^2}{2,9,81} \text{Sin}60^\circ = 0,023\text{m}$$

$$\text{Donc } \Delta H = 2,32\text{cm}$$

IV-2-1-3-2-la grille fine :

On a : $\beta = 1,79$ (barreaux de section circulaire)

$$d = 1\text{cm}, e = 0,5\text{cm}, \alpha = 60^\circ, V = 1\text{m/s}$$

$$\text{Donc : } \Delta H = 1,79 * \left(\frac{0,5}{1}\right)^3 \frac{(1)^2}{2,9,81} \text{Sin}60^\circ = 0,0313\text{m}$$

$$\text{Donc } \Delta H = 3,13\text{cm}$$

Tableau IV-2 : résultats du dimensionnement des grilles

Dégrilleur	Horizon 2025		Horizon 2040 (extension de l'horizon 2025)	
	Grille grossière	Grille fine	Grille grossière	Grille fine
La largeur B (m)	2.32	2.5	0.46	0.98
La perte de charge ΔH (cm)	2,32	3.13	2,32	3.13
La longueur L (m)	1.5	1.5	1.5	1.5

IV-2-2-dessablage –désuilage :

IV-2-2-1 l'horizon 2025 :

IV-2-2-1-1-Dimensionnement du bassin de dessablage –désuilage :

Nous considérons un temps de séjour égal à 3 min en débit de pointe de temps de pluie.

Le volume du dessaleur sera égal à :

$$V = Q_p \times t_s$$

Où :

V : volume du dessaleur.

Q_p : débit de temps de pluie.

T_s : temps de séjour.

Alors : $V = 0.76 \times 3 \times 60 = 136.8 \Rightarrow V = 136.8 \text{ m}^3$

On choisit un largeur $l=3\text{m}$ et on utilise une profondeur $H= (1 :1.5) l$

Donc on prend **$H=l=3\text{m}$**

La section sera par conséquence de :

$$S = \frac{V}{H} = \frac{136.8}{3} = 45.6 \text{ m}^2 \quad S=45.6 \text{ m}^2$$

La longueur sera égale au volume par la section

$L=V / H \times l=136/3 \times 3=12.24\text{m}$ On prend **$L=12.24\text{m}$**

- L'aération du dessaleur est assurée par un surpresseur type roots.

- Le relevage des sables est prévu par un air-lift fournit en air également à partir du surpresseur roots.

Le fonctionnement de l'air lift sera temporisé de manière à correspondre à la production de sable. Les sables relevés seront rejetés dans la goulotte alimentant la vis à sable.

Les eaux retourneront gravitairement dans le dessaleur les sables relevés et asséchés par la vis tomberont dans un autre container.

Un by-pass manuel sur l'alimentation des pompes de relevages permettra une isolation du dessaleur en cas d'intervention durant cette période, il sera donc possible d'alimenter directement le bassin d'activation à condition que ce type de fonctionnement est de courte durée. Un pont roulant permettra le raclage des huiles et graisses et la succion des sables du fond.

IV-2-2-1-2-Besoins en air :

L'injection d'air selon l'axe assure une turbulence constante qui évite le dépôt de matières organiques et provoque l'apparition d'un mouvement de rotation d'ensemble de la masse de l'eau. D'où une Vitesse de balayage au fond suffisante pour que la Vitesse traversière puisse varier sans inconvénients. Le mouvement de l'eau ou un dispositif de raclage dirige les sables vers une fosse d'extraction. Ces appareils sont calculés pour un temps de séjour de 3 à 10 min, avec une injection d'air de 1 à 1,5 Nm^3 d'air/h/ m^3 bassin pour le maintien des matières organiques en suspension.

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

$$q_{air} = Q_p \times V$$

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

$$q_{air} = 0.76 \times 1.5 = 1.14 m^3 d'air / s = 4104 m^3 d'air / h$$

IV-2-2-2-Horizon 2040:

IV-2-2-2-1-Dimensionnement :

Pour cet horizon, on doit prévoir un autre dessableur dont le débit de dimensionnement sera égal à la différence des débits des deux horizons : $Q_p = Q_{p(2040)} - Q_{p(2025)}$

Donc : $Q_p = 0.76 - 0.91 = 0.15 m^3 / S$ (les résultats obtenue indique l'extension)

Nous considérons un temps de séjour égal à 3 min en débit de pointe de temps de pluie

Le volume du dessableur sera égal à :

$$V = Q_p \times t_s$$

$$\text{Alors : } V = 0.15 * 60 * 3 = 27 m^3 \Rightarrow V = 27 m^3$$

On choisit un largeur $l=3m$ et on utilise une profondeur $H= (1 : 1.5) l$

Donc on prend **$H=l=3m$**

La section sera par conséquence de :

$$S = \frac{V}{H} = \frac{27}{3} = 9 m^2 \quad \mathbf{S=9m^2}$$

La longueur sera égale au volume par la section

$$L = V / H * l = 27 / 3 * 3 = 3 m \quad \text{On prend } \mathbf{L=3m}$$

IV-2-2-2-2-Le volume d'air à insuffler dans le dessableur :

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

$$q_{air} = Q_p \times V [2].$$

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

$$q_{air} = 0.15 \times 1.5 = 0.23 m^3 d'air / s = 828 m^3 d'air / h$$

Tableau IV-3: résultats du dimensionnement du dessableur_deshuileur

Désignations	unité	2025	2040(extension)
Dessableur		1bassins	1bassin
Débit de pointe en temps de pluie	m^3/s	0.76	0.91
profondeur	m	3	3
Longueur	m	12.24	3
Largeur	m	3	3
Temps de séjour	min	3	3
Débit d'air à insuffler	m^3/h	4104	828

IV-2-3-Calcul des quantités des matières éliminées par le dessableur :

On sait que le dessablage élimine dans les environs de 70% des matières minérales celles-ci représentent 30% des MES

- Les MES contiennent 30% de MM et 70% de MVS

IV-2-3-1-Horizon 2025 :

La charge en MES à l'entrée de dessableur est $MES=3504.53\text{Kg/j}$

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

$$MVS=3504.53.0, 70=2453.17\text{Kg/j}$$

- *Les matières minérales contenues dans les MES sont :

$$MM=3504.53.0, 3=1051.36 \text{ Kg/j}$$

- *Les matières minérales éliminées :

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

$$MM_e=1051.36.0, 70=735.95 \text{ Kg/j}$$

- *Les matières minérales à la sortie de dessableur :

$$MM_s = MM - MM_e = 1051.36 - 735.95 = 315.41\text{Kg/j}$$

- *Les MES à la sortie de dessableur:

$$MES_s = MVS + MM_s = 2453.17 + 315.41$$

$$MES_s = 2768.58\text{Kg/j}$$

IV-2-3-2-Horizon 2040:

le débit utilisé pour les calculs est : $Q_{mj} = Q_{mj2040} - Q_{mj2025}$

La charge en MES à l'entrée de dessableur est $MES= 4191.19\text{Kg/j}$

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

$$MVS=4191.19.0, 70=2933.83 \text{ Kg/j}$$

- *Les matières minérales contenues dans les MES sont :

$$MM=4191.19.0, 3=1257.36 \text{ Kg/j}$$

- *Les matières minérales éliminées :

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

$$MM_e=1257.36 .0, 70=880.15 \text{ Kg/j}$$

- *Les matières minérales à la sortie de dessableur :

$$MM_s = MM - MM_e = 1257.36 - 880.15 = 377.21\text{Kg/j}$$

- *Les MES à la sortie de dessableur:

$$MES_s = MVS + MM_s = 2933.83 + 377.21 = 3311.04\text{Kg/}$$

IV-3-Traitement primaire:

Les traitements primaires sont représentés par le phénomène de décantation, qui est une séparation solide-liquide, elle consiste en une élimination en matières en suspension dont la densité est supérieure à celle de l'eau ; l'eau usée préalablement dégraillée et dessablée, contient encore des matières organiques et minérales décantables, qui vont subir une décantation. Ces matières correspondent aux états suivants :

➤ **décantation libre ou grenu :**

Elle correspond à la décantation des particules indépendamment les unes des autres, avec une vitesse de chute constante. Les particules sont capables de conserver leurs dimensions pendant la chute (exemple : sable, charbon).

➤ **décantation diffuse ou coalescent :**

Elle correspond aux particules qui s'agglutinent et flocculent au furet à mesure de leur chute. Les flocs ainsi formés augmentent leurs dimensions ainsi que leurs vitesses par suite de leur rencontre avec d'autres particules.

IV-3-1-Les différents types de décanteurs :

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

IV-3-2-Choix du décanteur primaire :

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

IV-3-3-Dimensionnement du décanteur primaire :

IV-3-3-1-Horizon 2025 :

➤ **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 : $K = Q_{pte}/Q_{moy}$

Tableau IV-4 : 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)

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{pte}=1519.2 \text{ m}^3/h \\ \implies K = \frac{1519.2}{914.18} = 1.66 \approx 2.5 \end{array} \right.$$

Q_{moy} : $914.18 \text{ m}^3/h$

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

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

$$S_h = \frac{Q_{pte}}{V_{limite}} = \frac{1519.2}{2} = 759.6 \text{ m}^2 \implies S_h = 759.6 \text{ m}^2$$

On prévoit deux décanteurs avec $S=380 \text{ m}^2$

- **Calcul du volume V :**

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

D'où : t_s est le temps de séjours

$$1 \text{ h} < t_s < 2 \text{ h}$$

On prend : $t_s = 1 \text{ h}$.

$$\text{Donc: } V = 1519.2 * 1 \implies V = 1519.2 \text{ m}^3$$

On prend deux décanteurs primaires du volume unitaire 759.6 m^3

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

$$H = \frac{V}{S_h} = \frac{759.6}{380} = 2 \text{ m} \implies H = 2 \text{ m}$$

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

$$D = \sqrt{\frac{4.V}{\pi.H}} = \sqrt{\frac{4 * 759.6}{3,14 * 2}} = 22 \text{ m} \text{ en prend } D=22 \text{ m}$$

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

$$t_s = V/Q_i$$

D'où :

V : Volume du décanteur m³

Qi : Débit considéré m /h.

- pour le débit moyen horaire

$$t_s = V / Q_{\text{moy}} = 759.6/914.18 = 0.8\text{h}$$

- pour le débit de pointe par temps sec :

$$t_s = V / Q_{\text{pte}} = 759.6/1519.2 = 0.5\text{h}$$

▪ **Calcul des charges hydrauliques C_{hyd}:**

$$C_{\text{hyd}} = Q_i/S_h$$

- pour le débit moyen horaire

$$C_{\text{hyd}} = 914.18 / 380 = 2.4 \text{ m/h.}$$

- pour le débit de pointe par temps sec :

$$C_{\text{hyd}} = 1519.2 / 380 = 4 \text{ m/h}$$

IV-3-3-2-Calcul de la quantité des boues éliminée par le décanteur :

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

35% de DBO₅. et 60% de MES

Charge à l'entrée du décanteur :

$$\text{DBO}_5 = 2515.24 \text{ Kg/j}$$

$$\text{MES} = 2768.58 \text{ Kg/j}$$

Les charges éliminées par la décantation primaire :

$$\text{DBO}_{5e} = 0,35 \cdot \text{DBO}_5' = 0,35 \cdot 2515.24 = 880.334 \text{Kg/j}$$

$$\text{MES}_e = 0,6 \cdot \text{MES}' = 0,6 \cdot 2768.58 = 1661.15 \text{Kg/j}$$

$$\text{MM}_e = 0,3 \cdot \text{MES}_e = 0,3 \cdot 2768.58 = 830.57 \text{Kg/j}$$

$$\text{MVS}_e = 0,7 \cdot \text{MES}_e = 0,7 \cdot 1661.15 = 1162.81 \text{Kg/j}$$

Les charges à la sortie du décanteur primaire :

$$\text{MES}_s = 0.4 \cdot \text{MES} = 0.4 \cdot 2768.58 = 1107.43 \text{Kg/j}$$

$$\text{DBO}_{5s} = 0.65 \cdot \text{DBO}_5 = 0.65 \cdot 2515.24 = 1634.91 \text{ Kg/j}$$

$$\text{MM}_s = 0,3 \cdot \text{MES}_s = 0,3 \cdot 1107.43 = 332.23 \text{Kg/j}$$

$$\text{MVS}_s = 0,7 \cdot \text{MES}_s = 0,7 \cdot 1107.43 = 775.20 \text{Kg/j}$$

IV-3-3-3-Horizon 2040: (le résultat obtenu indique l'extension dans l'ouvrage)

$$Q_{pte} = Q_{p2040} - Q_{p2025} \quad \Longrightarrow \quad Q_{pte} = 273.78 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{moy} = Q_{m2040} - Q_{m2025} \quad \Longrightarrow \quad Q_{moy} = 179.12 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$K = \frac{273.78}{179.12} = 1.53 \approx 2.5$$

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

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

$$S_h = \frac{Q_{pte}}{V_{limite}} = \frac{273.78}{2} = 136.89 \text{ m}^2 \quad \Longrightarrow \quad S_h = 136.89 \text{ m}^2$$

- **Calcul du volume V:**

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

D'où : t_s est le temps de séjours

On prend : $t_s = 1 \text{ h}$.

$$1 \text{ h} < t_s < 2 \text{ h}$$

$$\text{Donc: } V = 273.78 * 1 \quad \Longrightarrow \quad V = 273.78 \text{ m}^3$$

On prend deux décanteurs primaires de volume unitaire 137 m^3

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

$$H = \frac{V}{S_h} = \frac{137}{68.44} = 2 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad H = 2 \text{ m}$$

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

$$D = \sqrt{\frac{4.V}{\pi.H}} = \sqrt{\frac{4 * 137}{3.14 * 2}} = 9.34 \text{ m}$$

On prend : $D = 9.34 \text{ m}$

- **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

$$t_s = V / Q_{moy} = 137 / 179.12 = 0.76 \text{ h}$$

- pour le débit de pointe par temps sec :

$$t_s = V / Q_{pte} = 137 / 273.78 = 0.5 \text{ h}$$

▪ **Calcul des charges hydrauliques C_{hyd} :**

$$C_{hyd} = Q_i / S_h$$

- pour le débit moyen horaire

$$C_{hyd} = 179.12 / 68.44 = 2.6 \text{ m/h.}$$

- pour le débit de pointe par temps sec :

$$C_{hyd} = 273.78 / 68.44 = 4 \text{ m/h}$$

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

$$DBO_5' = DBO_{5(2040)} - DBO_{5(2025)} = 3008.06 - 2515.24 = 492.81 \text{ Kg/j}$$

$$MES' = MES_{(2040)} - MES_{(2025)} = 4191.19 - 3504.53 = 686.66 \text{ Kg/j}$$

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

$$DBO_{5e} = 0,35 \cdot DBO_5' = 0,35 \cdot 492.81 = 171.48 \text{ Kg/j}$$

$$MES_e = 0,6 \cdot MES' = 0,6 \cdot 686.66 = 412 \text{ Kg/j}$$

$$MM_e = 0,3 \cdot MES_e = 0,3 \cdot 412 = 123.6 \text{ Kg/j}$$

$$MVS_e = 0,7 \cdot MES_e = 0,7 \cdot 412 = 288.4 \text{ Kg/j}$$

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

$$MES_s = 0.4 \cdot MES' = 0.4 \cdot 686.66 = 274.66 \text{ Kg/j}$$

$$DBO_{5s} = 0.65 \cdot DBO_5' = 0.65 \cdot 492.81 = 320.33 \text{ Kg/j}$$

$$MM_s = 0,3 \cdot MES_s = 0,3 \cdot 274.66 = 82.4 \text{ Kg/j}$$

$$MVS_s = 0,7 \cdot MES_s = 0,7 \cdot 274.66 = 192.26 \text{ Kg/j}$$

Tableau IV-5 : récapitulatif des résultats de calcul du décanteur I

Décanteur primaire	unité	2025	2040(extension)
Nombre de décanteur	-	2	2
Volume	m ³	759.6	137
Surface horizontale	m ²	380	68.44
Diamètre	m	22	9
hauteur	m	2	2

IV-4-Les traitements secondaires (Traitement biologique) :

L'épuration biologique s'effectue conformément à l'ensemble classique suivant :

↻ L'aération ;

↻ La clarification, où s'effectue la séparation "boues / eaux traitées";

↻ La recirculation des boues assurant le réensemencement en boues dans les bassins d'aération.

Etude de la variante à moyenne charge :

La charge massique (Cm) :

C'est le rapport de la pollution exprimé en DBO₅ entrant par unité de masse de boues présentées.

$$C_m = \frac{DBO_5 \text{ entrée (Kg / j)}}{\text{masse du bassin (Kg)}} = \frac{L_0}{X_a \cdot V} = \frac{L_0}{X_t} \text{ (Kg DBO}_5 \text{ / Kg.MVS.j)}$$

Pour le traitement à moyenne charge nous avons :

$$0,2 < C_m < 0,5 \text{ Kg DBO}_5 \text{ / Kg.MVS.j [12]}$$

- La charge volumique (Cv) :

C'est le rapport de la pollution par unité de volume du bassin.

$$C_v = \frac{DBO_5 \text{ entrée (Kg / j)}}{\text{volume du bassin (m}^3\text{)}} = \frac{L_0}{V} \text{ (Kg DBO}_5 \text{ / m}^3 \text{ j)}$$

Pour le traitement à moyenne charge :

$$0,6 < C_v < 1,5 \text{ Kg DBO}_5 \text{ / m}^3 \text{ j [14]}$$

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

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

IV-4-1-Horizon 2025:

$$\text{Débit moyen journalier } Q_{\text{moy j}} = 21940.32 \text{ m}^3 \text{ / j}$$

$$\text{Débit moyen horaire } Q_{\text{moy h}} = 914.18 \text{ m}^3 \text{ / h}$$

$$\text{Débit de pointe par temps sec } Q_p = 1519.2 \text{ m}^3 \text{ / h}$$

$$\text{Débit diurne } Q_d = 1371.27 \text{ m}^3 \text{ / h}$$

$$\text{Charge polluante à l'entrée du bassin } L_0 = 1634.91 \text{ Kg/j}$$

- La concentration des MVS dans le bassin (X_a)

$$X_a = \frac{C_v}{C_m} \text{ où } X_a = 3.5 \text{ g/l} \text{ et } C_m = 0,3 \text{ Kg DBO}_5 \text{ / Kg MVS j}$$

$$\text{Donc } C_v = X_a \cdot C_m = 3.5 \cdot 0,3 \quad C_v = 1.05 \text{ Kg DBO}_5 \text{ / m}^3 \text{ j}$$

IV-4-1-1-Dimensionnement du bassin d'aération :

Le bassin d'aération est dimensionné sur la base des charges massique et volumique.

Le bassin sera de forme rectangulaire, de longueur L et de largeur B et de hauteur H.

a- le volume des bassins correspondants est de :

$$V_a = L_0 / C_v$$

C_v : Charge volumique (kg DBO/m³.j)

L_0 : charge polluante (kg DBO/j)

Donc : $V = L_0/C_v = 1634.91 / 1,05 = 1557 \text{ m}^3$ On prend $V = 1557 \text{ m}^3$

b- La hauteur du bassin :

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

c- Surface horizontale du bassin :

$$S_h = \frac{V}{H} = \frac{1557}{4} = 389.25 \text{ m}^2$$

$$S_h = 390 \text{ m}^2$$

On adoptera deux bassins d'aération de surface unitaire de $S_h = 195 \text{ m}^2$

On adoptera deux bassins d'aération de volume **779 m³** et de section unitaire égale à **195 m²**

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

Longueur L et largeur l tel que **L = 4 l**

On a **s = L × l**

$$\text{Alors : } l = \sqrt{\frac{s}{4}} = \sqrt{\frac{195}{4}} = 6.98 \Rightarrow l = 7 \text{ m}$$

Donc : **L = 28 m**

Les dimensions de chaque bassin sont :

L = 28 m ; l = 7 m ; H = 3.5 m

La masse totale de boues dans les deux bassins :

$$X_a = \frac{L_0}{C_m} = \frac{1634.91}{0,3} = 5449.7 \text{ Kg}$$

e-Calcul du temps de séjour :

1. Pour le débit moyen horaire

$$T_s = \frac{V}{Q_{\text{moy.h}}} = \frac{1557}{914.18} = 1.7 \text{ h}$$

2. Pour le débit de pointe par temps sec

$$T_s = \frac{V}{Q_p} = \frac{1557}{1519.2} = 1.02 \text{ h}$$

3. Pour le débit diurne :

$$T_s = \frac{V}{Q_{moy.h}} = \frac{1557}{1371.27} = 1.14h$$

Qualité de l'effluent

On détermine la DBO₅ résiduelle ' Lf '

$$L_f = \frac{L_0}{(1 + K * X_a * t_s)} \text{ (mg/l)}$$

On peut ainsi déduire la quantité de pollution éliminé « Le » :

$$L_e = L_0 \text{ (kg/j)} - L_f \text{ (kg/j)}$$

Lo: entrée à l'aérateur en (mg/l)

$$K = 1.1 * C_m^{0.425} = 0.66$$

Il faut toujours que $L_f < 30$ mg/l, si non l'épuration est jugée mauvaise

$$L_f = \frac{1634.91 * 10^3}{21940.32(1 + 0.66 * 3 * 1.7)} = 17.07 \text{ (mg/l)}$$

$$L_f = 17.07 * 21940.32 / 1000 = 374.52 \text{ Kg/j}$$

$$L_e = L_0 - L_f = 1634.91 - 374.52 = 1260.39 \text{ Kg/j}$$

Donc le rendement d'élimination est de

$$\eta_{ep} = (L_0 - L_f) / L_0 = 1260.39 / 1634.91 = 77.09\%$$

IV-4-1-2-Les besoins en oxygène dans l'aérateur : [16]

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

la quantité d'oxygène nécessaire pour le bon fonctionnement de l'aérateur est donnée par la formule suivante :

$$Q(O_2) = a' \cdot L_e + b' \cdot X_t$$

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

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

a' : la fraction de pollution transformé en énergie de synthèse au cours de l'épuration et c'est aussi la quantité d'oxygène à fournir aux bactéries pour qu'elles synthétisent la matière vivante à partir d'une pollution. [5] 15

$$a' = 0.5 C_m^{-0.12} = 0.58$$

b' : coefficient cinétique de respiration endogène [1]

$$b' = 0.13 C_m^{0.16} = 0.11$$

$$X_t = X_a = \frac{L_o}{C_m} = \frac{1634.91}{0,3} = 5449.7 \text{Kg}$$

a) La quantité d'oxygène journalière:

$$q_{o_2} = 0,58. 1260.39 + (0,11.5449,7) = 1330.49 \text{ Kg O}_2/\text{j}$$

b) La quantité d'oxygène horaire :

$$q_{o_2}/24 = 1330.49 / 24 = 55.44 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

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

$$q_{o_2} = 1330.49 / 1260.39 = 1.06 \text{ kg(O}_2\text{)/kg de DBO}_5 \text{ éliminé}$$

Et une quantité par m³ de bassin :

$$q_{o_2}/\text{m}^3 = 1330.49 / 1557 = 0.85 \text{ Kg O}_2/\text{m}^3$$

d) La quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe :

$$q_{o_2\text{pte}} = (a'Le/16) + (b'.X_a./24)$$

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

T_d : période diurne en heures T_d = 16h

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

$$q_{o_2\text{pte}} = (0,58. 1260.39 / 16) + (0,11. 5449,7/24) = 70.67 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

IV-4-1-3-Choix de système d'aération :

On opte pour les aérateurs de surface, qui sont de plus en plus utilisés, particulièrement dans le traitement des eaux industrielles pour les avantages qu'il présente :

- la simplicité de l'installation et d'utilisation
- leur rendement énergétique
- leur possibilité de brassage

On peut distinguer trois types d'aérateurs de surface :

- aérateur à basse vitesse et à flux axial.
- aérateur à vitesse élevée et à flux radial.
- aérateur à brosse.

On choisira l'aérateur à vitesse élevée et à flux axial qui est le plus répandu. Cet aérateur est flotteur, composé d'un moteur et un mobile, il comporte essentiellement :

- un moteur non submersible.
- un tube d'aspiration.
- des flotteurs en acier inoxydable ou en fibres de verre.
- un déflecteur.

IV-4-1-4-Calcul de l'aérateur de surface à installer :

1. La quantité totale d'oxygène transférée par unité de puissance dans les conditions standard (No) :

On doit tenir compte de :

- la salinité des eaux
- la température des eaux
- la concentration en oxygène dissous à y maintenir la pression

Elle est déterminée par la formule d'HORMANIK.

$$N_0 = 1,98 \cdot 10^{-3} P_a + 1 \text{ (kg / kwh)}. \quad [2]$$

P_a : Puissance par m^2 du bassin

$$P_a = (70 \div 80) \text{ w/m}^2 \text{ on prend } P_a = 75 \text{ w/m}^2$$

$$N_0 = 1,98 \cdot 10^{-3} \cdot 75 + 1 = 1,15 \text{ kg O}_2/\text{kWh}$$

$$N = N_0 \cdot \left(\frac{(\beta \cdot C_s - C_L) a' C^{(T-20)}}{C_s} \right) \text{ (kgo}_2 \text{ / kwh)}$$

C_L : concentration en oxygène dissout dans la masse liquide à 25°C

$$C_L = (1,5 \div 2) \text{ mg/l}, \quad [5] \text{ on prend } C_L = 1,5 \text{ mg/l.}$$

C_S : concentration de saturation en oxygène à la surface à la condition standard à 20°C et 760 mm de mercure.

$$C_S = 8,7 \text{ mg/l pour les aérateurs de surface.} \quad [16]$$

Et que $C = 1,02$ (coefficient de température)

L'effet des solides dissous et la concentration en matières dégradables sur la saturation en oxygène varie d'une eau usée à l'autre et doit être mesuré sur le terrain. La relation qui traduit cet effet est donnée par :

$$\beta = \frac{C_s(\text{eau usée})}{C_s(\text{eau épurée})}$$

β est de l'ordre de 0,9. [16]

a' : Coefficient global de transfert de matière de l'eau usée à celui de l'eau pure

$$a' = 0,85 \text{ à } 0,95. \quad [13]$$

$$N = 1,15 \cdot \left(\frac{(0,9 \cdot 8,7 - 1,5) 0,85 \cdot 1,02^{(25-20)}}{8,7} \right) = 0,78 \text{ (kgo}_2 \text{ / kwh)}$$

2. Calcul de la puissance nécessaire à l'aération « puissance requise pour oxygénation » W_a :

$$W_a = q(O_2)pte / N = 132.7 / 0,78 = 170.13Kwh$$

3. Calcul de la puissance de brassage et le maintien des solides en suspension dans le bassin :

$$W_n = Sh. Pa$$

Où :

Sh : surface horizontale du bassin (m²)

Pa : puissance absorbée par m² du bassin (w/m^2)

$$W_n = 2 * 329 * 10^{-3} \cdot P_a / Pa = 75W/m^2$$

Donc $W_n = 49.35Kw$ pour chacun des deux bassins

4. Le nombre d'aérateurs dans le bassin :

$$N = W_a / W_n$$

$$N = 170.13 / 49.35 = 3.44 \quad \text{donc } N = 4 \text{ aérateurs.}$$

5. Besoin en énergie de l'aérateur :

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

$$E = q(O_2) \text{ pte} / 1,5 = 132.7 / 1,5$$

$$E = 88.46 \text{ Kwh /h}$$

On choisira à cet effet (04) aérateurs d'une puissance de 75 kw Chacun.

On adoptera deux bassins d'aération, chacun est équipé de deux aérateurs de 75 kw. Chaque rangés comportant 02 aérateurs pour chaque bassin a axe vertical.

IV-4-1-5-Bilan de boues :

➤ **Calcul de la quantité des boues en excès :**

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

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

Avec : X_{\min} : Boues minérales

X_{dur} : Boues difficilement biodégradables (appelées matières dures), elles représentent 0,3 à 0,35 de MVS en épuration à faible charge, où le temps de séjour dans le bassin d'épuration permet une action prolongée de micro-organismes. [17]

a_m : Coefficient de rendement cellulaire (g cellulaires formées/g DBO_5 éliminées)

a_m : 0,55(en moyenne).puisque $0,53 < a < 0,56$

L_e : Quantité de DBO_5 à éliminer (Kg/j)

b : Fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène.

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

b' : Coefficient cinétique de respiration endogène. = 0,09

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

X_a : Masse totale de MVS dans le bassin(Kg)

X_{eff} : Fuite des MES avec l'effluent (dépend des normes de rejet, on adopte généralement 30mg/l).

La charge journalière en MES est 1146.56 Kg/j

$$X_{min} = 0,3.1146,56 = 343.97Kg / j$$

$$X_{dur} = 0,3.MVS$$

$$X_{dur} = 0,3(0,7.1146.56) = 240.78Kg / j$$

$$a_m L_e = 0,55.2497.6 = 1373.68 Kg / j$$

$$b X_a = 0,077.5449.7 = 419.63Kg / j$$

$$X_{eff} = 0,03.1146.56 = 34.4Kg / j$$

Alors :

$$\Delta X = 343.97 + 240.78 + 1373.68 - 419.63 - 34.4$$

$$\Delta X = 1504.4Kg / j$$

➤ **Concentration de boues en excès :**

$$X_m = \frac{1200}{I_m} \quad \text{Avec : } X_m \text{ : Concentration de boues en excès}$$

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

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

$$\text{On prend : } I_m = 125$$

$$\text{D'où : } X_m = \frac{1200}{125}$$

$$X_m = 9,6Kg / m^3$$

➤ **Le débit de boues en excès :**

$$\text{Ce débit est donné par : } Q_{\text{exés}} = \frac{\Delta X}{X_m} = \frac{1504.4}{9,6}$$

$$Q_{\text{exés}} = 156.71 \text{ m}^3 / j$$

➤ **Le débit spécifique par m3de bassin :**

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

V : Volume de bassin

$$\text{Donc : } q_{sp} = \frac{1504.4}{1557}$$

$$q_{sp} = 0.97 \text{ Kg} / \text{m}^3 \cdot j$$

➤ **Le débit des boues recyclées :**

La recyclations des boues se fait par pompage. Elle consiste à extraire les boues activées du fond de clarificateur et les envoyer en tête du bassin d'aération, afin de réensemencer celui-ci et d'y maintenir une concentration sensiblement constante en micro-organismes épurateurs.

Si la quantité de boues recyclées est insuffisante, le volume des boues stockées dans le décanteur secondaire est trop important, ce qui provoque une carence en oxygène, dans une anaérobie et dans certains cas on assiste au phénomène de dénitrification avec une remontée des boues à la surface.

Si elle est trop importante, la clarification est perturbée.

Le taux de recyclage peut varier de 15 à 100% de débit de l'effluent produit. Il est donné par l'expression suivante :

$$R = \frac{100[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]}$$

R : taux de recyclage(%)

[X_a] : concentration des boues dans le bassin = 3.5Kg/m³

Donc :

$$R = \frac{100 \cdot 3.5}{\frac{1200}{125} - 3.5} \quad R = 57.38\%$$

➤ **Le débit des boues recyclées :**

$$Q_r = R \cdot Q_j$$

$$\text{Donc : } Q_r = 0,57.21940,32$$

➤ **Age des boues :**

L'âge des boues est défini comme étant le rapport entre la quantité de boues présentes dans le bassin d'aération et la quantité de boues retirées quotidiennement.

$$\text{Donc : } A_b = \frac{X_a}{\Delta X} = \frac{5449.7}{1504.4} = 3.62 \text{ jours.}$$

$$A_b = 3 \text{ jours } 14 \text{ h.}$$

IV-4-1-6-Dimensionnement du 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)

L'efficacité d'un décanteur est fonction de sa forme. Les meilleurs résultats sont obtenus dans les ouvrages circulaires à fond fortement incliné (50° au moins sur l'horizontal).

Alors, on opte pour un décanteur circulaire à fond incliné, muni d'un pont racleur de fond et de surface, conduisant les boues dans les fosses d'où elles sont reprises pour le recyclage et l'extraction de la fraction en excès.

Le temps de séjour $t_s = 2,5 \text{ h}$. [12].

La vitesse ascensionnelle est de l'ordre de : $V_a = 2,5 \text{ m/h}$

Le débit : $Q = 1519.2 \text{ m}^3 / \text{h}$.

• **La surface horizontale du décanteur:**

$$S_h = Q_p / V_{lim} = 1519.2 / 2.5 = 607.68 \text{ m}^2$$

• **Le volume du décanteur :**

Si $H = 3.5 \text{ m}$ (choisie)

$$V = S_h * H$$

$V = 607.68 * 3.5 = 2126.88 \text{ m}^3$ On prend deux décanteurs secondaires donc : $V' = V/2$

On prend $V' = 1063.44 \text{ m}^3$

• **Le diamètre du décanteur :**

$$D = \sqrt{\frac{4V'}{\pi H}} = \sqrt{\frac{4.1063,44}{3,14.3.5}} = 19.74 \text{ m.} \quad \text{On prend } D = 20 \text{ m}$$

• **Le temps de séjour :**

$$T_s = V / Q_h \quad \text{donc} \quad T_s = 2126.88 / 1519.2 T_s = 1.4 \text{ h}$$

IV-4-2-Horizon 2040:

(Le résultat obtenu indique l'extension dans les ouvrages)

Les résultats de l'horizon 2040 sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV-6 : Les résultats de l'horizon 2040 à moyenne charge

Désignations	Unité	2040
Données de base		
Debit moyen journalier $Q_{moy\ j}$	m^3/j	26239.2
Débit moyen horaire $Q_{moy\ h}$	m^3/h	1093.3
Débit de pointe par temps sec Q_p	l/s	498
Débit diurne Q_d	m^3/h	1632.95
Charge polluante à l'entrée du bassin L_o	Kg/j	320.33
Concentration de l'effluent en DBO5 S_o	mg/l	114.64
La charge polluante à la sortie L_f	KgDBO ₅ /j	194.43
La charge polluante éliminée L_e	KgDBO ₅ /j	125.9
Le rendement de l'épuration η_{ep}	%	39.30
Dimensionnement du bassin d'aération		
Volume du bassin V	m^3	305
Hauteur du bassin H	m	3.5
Surface horizontale du bassin S_h	m^2	76
Largeur du bassin B	m	4
Longueur du bassin L	m	16
La masse de boues dans le bassin X_a	Kg/ m^3	1068
Concentration de boues dans le bassin $[X_a]$	Kg/ m^3	3.5
Temps de séjours T_s , débit moyen horaire	h, min	0.28
Temps de séjours T_s ,débit de pointe par temps sec	h, min	0.17
Temps de séjours T_s débit diurne	jours, h	0.19
Besoin en oxygène		
Quantité d'oxygène journalière q_{o_2}	KgO ₂ /j	190.48
La quantité d'oxygène horaire $q_{o_2}/24$	KgO ₂ /h	7.94
La quantité d'oxygène nécessaire pour un m^3 du bassin q_{o_2}/m^3	KgO ₂ / m^3j	1.51

Calcul de l'aérateur de surface à installer		
Calcul de la puissance nécessaire à l'aération W_a	KW	12.13
Calcul de la puissance de brassage et le maintien des solides en suspension dans le bassin W_n	KW	5.7
Le nombre d'aérateurs dans le bassin N	-	2
Besoin en énergie de l'aérateur E	KWh/h	6.31
Dimensionnement du décanteur secondaire(2)		
Volume du bassin V	m^3	2296
Surface horizontale du décanteur Sh	m^2	1311.94
Hauteur du décanteur H	m	3.5
Le diamètre du décanteur D	m	29
Le temps de séjours T_s	h	2.5
Bilan de boue		
Calcul de la quantité des boues en excès Δx	Kg/j	118.85
Concentration de boues en excès X_m	Kg/ m^3	9.6
Le débit de boues en excès Q_{exce}	m^3/j	12.38
Le taux de boues recyclées R	%	57.38
Le débit des boues recyclées Q_r	m^3/j	1491.8
Age des boues A_b	j	9j4h

IV-5-La désinfection :

La désinfection des eaux usées est un traitement d'élimination durable des agents pathogènes, bactéries et virus, elle peut se pratiquer au chlore($NaClO$), à l'ozone.

Le choix entre les deux types de désinfections est habituellement en défaveur de l'ozone, à cause du coût d'investissement et de maintenance.

En Algérie l'utilisation du chlore gazeux pose beaucoup de problèmes surtout la sécurité de stockage qui doit être examiné et résolu avec toute l'attention nécessaire.

Généralement la meilleure désinfection que l'on rencontre est l'eau de javel car ce dernier coûte moins cher.

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

IV-5-1-Horizon 2025 :

On utilise une dose de 10 mg/l pendant un temps de contact de 20 mn

IV-5-1-1-La dose journalière :

$$D_j = Q_{moy} j (Cl_2) = 21940,32 \cdot 0,01 = 219.40 \text{ Kg/j}$$

IV-5-1-2-Calcul de la quantité du javel pouvant remplacer la quantité du chlore:

On prend une solution d'hypochlorite à 20°

1° de chlorométrie \rightarrow 3,17 g de $Cl_2/NaClO$

20° de chlorométrie → X

$X = 3,17 \cdot 20 / 1 = 63,4$ g de Cl_2 / NaClO

IV-5-1-3-La quantité d'hypochlorite nécessaire :

$1 \text{ m}^3 (\text{NaClO}) \rightarrow 63,4 \text{ Kg de } \text{Cl}_2$

$Q_j \rightarrow 219,40$

$Q_j = 219,40 / 63,4 = 3,46 \text{ m}^3 (\text{NaClO})/j$

IV-5-1-4-La quantité annuelle d'hypochlorite :

$Q_a = Q_j \cdot 365 = 1262,9 \text{ m}^3 (\text{NaClO})/\text{an}$

IV-5-1-5-Dimensionnement du bassin de désinfection :

$Q_{\text{pte}} = 3279,85 \text{ m}^3/\text{h}$

$T_s = 20 \text{ mn}$

• **Le volume du bassin :** $V = Q_{\text{pte}} \cdot T_s = 3279,85 \cdot 20/60 = 1093,28 \text{ m}^3$

• **La hauteur du bassin :** On fixe $H = 3 \text{ m}$

• **La surface horizontale :** $Sh = V/H = 364,43 \text{ m}^2$
On prend $Sh = 364, \text{ m}^2$

• **La largeur et la longueur :**

On prend $L = 2 \cdot l$ donc $l = \sqrt{\frac{Sh}{2}} = \sqrt{364,43/2} \quad l = 13,5$ on prend 14m

Donc $L = 28 \text{ m}$

IV-5-2-Horizon 2040 :

IV-5-2-1-La dose journalière :

$Q_{\text{moy}} = Q_{\text{moy}2025} - Q_{\text{moy}2040} = 4298,88 \text{ m}^3/j$

$D_j = Q_{\text{moy}} \cdot j [\text{Cl}_2] = 4298,88 \cdot 0,01 = 43 \text{ Kg/j}$

IV-5-2-2-La quantité d'hypochlorite nécessaire :

$Q_j = 43 / 63,4 = 0,68 \text{ m}^3 (\text{NaClO})/j$

IV-5-2-3-La quantité annuelle d'hypochlorite :

$Q_a = Q_j \cdot 365 = 248,2 \text{ m}^3 (\text{NaClO})/\text{an}$

IV-5-2-4-Dimensionnement du bassin de désinfection :

$Q_{\text{pte}} = 273,6 \text{ m}^3/\text{h}$

$T_s = 20 \text{ mn}$

• **Le volume du bassin :** $V = Q_{\text{pte}} \cdot T_s = 273,6 \cdot 20/60 = 91,2 \text{ m}^3$

• **La hauteur du bassin :** On fixe $H = 3 \text{ m}$

• **La surface horizontale :** $Sh = V/H = 30,4 \text{ m}^2$

La largeur et la longueur : On prend $L = 10 \text{ m}$ donc $l = Sh / L = 3,04 \text{ m}$

IV-6-Traitement des boues :

Tout traitement d'eau conduit à la formation de suspensions plus ou moins concentrées dénommées boues, qui rassemblent les corps polluants présents initialement dans les eaux à traiter sous forme de particules individualisées, de colloïdes ou de substances dissoutes.

La raréfaction des terrains disponibles pour l'épandage, l'emploi généralisé en agriculture d'engrais facilement épandable sous forme pulvérulente, les nécessités de l'environnement, exigent le plus souvent une réduction très importante, voire totale, du volume et de la nocivité de ces boues. De ce fait le traitement de boues est inéluctable en station d'épuration des eaux usées.

Les principales destinations des boues sont généralement limitées à savoir :

- La valorisation agricole ;
- L'incinération ;
- La mise en décharge.

Le choix entre ces modes d'élimination dépend des caractéristiques des boues et des contraintes locales.

L'objectif du traitement des boues est double :

- Réduction du volume des boues par élimination plus ou moins poussée de leur humidité ;
- Réduction du pouvoir fermentescible, ou stabilisation.

IV-6-1-Stabilisation des boues :

La stabilisation a pour but d'éliminer toutes les matières organiques fermentescibles. Elle n'est jamais totale et ne porte pas sur la destruction des matières à fermentation lente (de l'ordre de plusieurs mois). Elle peut s'opérer par voie aérobie ou anaérobie.

➤ **Stabilisation aérobie des boues :**

Elle consiste à provoquer ou à poursuivre le développement des micro-organismes aérobies jusqu'à dépasser la phase de synthèse des cellules et réaliser leur propre oxydation.

➤ **Digestion anaérobie :**

La stabilisation anaérobie se réalise par fermentation méthanique des boues des cuves fermées, à l'abri de l'air appelées digesteurs ; elle se produit en deux temps (phases) :

• **Première phase :**

La fermentation est dite acide, les matières solides biodégradables sont solubilisées, puis dégradées par les bactéries mésophiles (35°), il s'ensuit une forte formation d'acide organique.

• **Deuxième phase :**

La fermentation est dite méthanique, les micro-organismes sont caractérisés par un pouvoir de destruction cellulaire très puissant, par un développement long et par leurs grandes sensibilités aux conditions du milieu (PH, T°, toxiques...).

La digestion anaérobie est d'autant plus rapide que la température est plus élevée.

Certains facteurs sont perturbateurs ou inhibiteurs de la digestion, à savoir les éléments toxiques tels que (cuivre, nickel, zinc) la concentration excessive de détergents, l'excès de NH₄, les sulfures.

Pour une bonne digestion, il faut que le PH varie entre (6,8 à 7,12).

D'après les comparaisons entre ces deux stabilisations :

- Le taux de réduction des matières volatiles obtenues par stabilisation aérobie dans les conditions climatiques les plus fréquentes est sensiblement inférieur à celui atteint par digestion anaérobie.
- Du fait de sa rusticité, de la simplicité de sa conduite, de sa facilité, à supporter les variations de charge, la stabilisation aérobie des boues convient bien pour les stations d'épuration rurales de moyenne importance.
- La stabilisation aérobie est moins onéreuse en investissement que la digestion anaérobie, par contre, elle nécessite d'importantes dépenses d'énergie.
- La récupération de gaz (digestion anaérobie) permet des économies sur les frais d'exploitation.

De cette comparaison, on préfère la digestion anaérobie

IV-6-2-Epaississement des boues :

C'est le stade le plus simple de la réduction du volume des boues qui s'effectue sans dépense d'énergie notable.

- Il peut permettre une réduction des ouvrages de digestion aérobie et anaérobie.
- Il engendre une amélioration de la production des dispositifs de déshydratation.

De nombreuses techniques sont utilisées pour réaliser l'épaississement des boues à savoir :

❖ **Epaississement par décantation :**

Les boues sont introduites dans une cuve (épaississeur) profond ($H \geq 3,5$ m pour les boues urbaines), afin de faciliter le tassement des boues dont l'évacuation se fait par le fond tandis que le liquide surnageant par le haut.

On distingue deux types d'épaississeurs :

- Epaississeurs non raclés.
- Epaississeurs mécanisés.

L'épaississeur mécanisé est de forme circulaire, équipé d'un ensemble mécanique tournant dont le rôle est double :

- Assurer le transfert des boues déposées vers la fosse centrale, au moyen de racleurs ;
- Faciliter le dégagement de l'eau interstitielle et des gaz occlus au moyen d'une herse verticale accrochée au dispositif tournant.

Le diamètre de cet ouvrage commence de 5 m et peut atteindre 40 m.

❖ **Epaississement par flottation :**

Il consiste à réduire la masse volumique apparente des particules par absorption des fines bulles de gaz de façon à provoquer leur entraînement vers la surface. Les boues concentrées sont récupérées par raclage de la surface du liquide.

En fin, nous optons pour un épaississeur mécanique par décantation car ce dernier est moins cher que l'épaississeur par flottation (demande des frais d'exploitation élevés).

IV-6-3-Déshydratation des boues :

La déshydratation des boues constitue la dernière étape de réduction du volume de boues.

Plusieurs techniques ont été mises en œuvre :

❖ **Déshydratation sur lits de séchage :**

Elle s'effectue par double action-filtration de l'eau à travers le sable

Evaporation de l'eau en surface dont la remontée est entretenue par capillarité.

❖ **Déshydratation mécanique :**

Ce traitement comporte deux stades :

• **Premier stade :**

Conditionnement des boues pour augmenter par floculation la taille des particules en suspension et augmenter la cohésion du floc

• **Deuxième stade :**

Opération de déshydratation

- Filtration sous vide
- Filtration sous pression
- Centrifugation (séparation du mélange solide liquide par action de la force centrifuge)

❖ **Déshydratation naturelle (séchage thermique) :**

Le séchage s'effectue à l'air libre sur des lits constituants un massif drainant de 0,25 à 0,4 m d'épaisseur [13] ce procédé ne peut être applicable qu'à des boues déjà fortement déshydratées.

D'après ces différentes techniques on voit que la déshydratation sur lits de séchage est plus utilisée du point de vue économique et sa facilité de gestion

- Les sables doivent avoir une granulométrie à peu près homogène
- Les eaux de drainage doivent être renvoyées en tête de la station
- Les lits sont à recharger périodiquement en sable qui est enlevé en partie avec des boues desséchées
- Les refus de dégrillage et de dégraissage qui entraîneraient une diminution du pouvoir drainant du lit ne doit pas être admis sur les lits
- Pour une bonne répartition des boues, il convient de s'en tenir à une dimension maximale des lits de $20 \times 8 \text{ m}^2$ [17]

IV-7-Choix de la filière de traitement de boues :

La filière de traitement des boues sera comme suite :

- Un épaissement des boues
- Une digestion anaérobie
- Une déshydratation sur lits de séchage

IV-7-1-Dimensionnement pour Horizon 2025 :

IV-7-1-1-Dimensionnement de l'épaississeur :

La production journalière des boues est de :

La boue primaire $DX_p = DBO_{5e} + MESe$

$$DX_p = 880.33 + 1661.15 = 2541.48 \text{ Kg/j}$$

$$\text{Boues secondaire } DX_s = 1504.4 \text{ Kg/j}$$

Donc la quantité totale journalière des boues sera :

$$DX_{\text{totale}} = DX_t = 1504.4 + 2541.48 = 4045.88 \text{ Kg/j}$$

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

$$\text{Pour les boues primaires } S_1 = 20 \text{ à } 30 \text{ g/l [11]}$$

$$\text{Pour les boues secondaires } S_2 = 11,43 \text{ g/l}$$

Calcul du débit journalier reçu par l'épaississeur :

Le débit arrivant du décanteur primaire :

$$Q_1 = DX_p / S_1 = 2541.48 / 25 = 101.66 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le débit arrivant du décanteur secondaire :

$$Q_2 = DX_s / S_2 = 1504.4 / 11,43 = 131.62/\text{j}$$

$$\text{Le débit total } Q_t = Q_1 + Q_2 = 233.28 \text{ m}^3/\text{j}$$

La concentration du mélange :

$$S = DX_t / Q_t = 4045.88 / 233.28 = 17.34 \text{ Kg/m}^3$$

Le volume de l'épaississeur :

$$V = Q_t \cdot T_s = 233,28 \cdot 2 = 466.56 \text{ m}^3 \quad V = 466.56 \text{ m}^3$$

$$/ T_s : \text{ temps de séjours} = 2\text{j} \quad (1 \text{ à } 15 \text{ j}).$$

La surface horizontale :

Pour une profondeur de $H = 4\text{m}$ on calcul :

$$Sh = V / H = 466.56 / 4 = 117 \text{ m}^2$$

On prendra deux épaississeurs ayant une surface unitaire de **58.5 m²**

Le diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Sh}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 58,5}{3,14}} = 8.63 \text{ m on prend } D=9\text{m}$$

IV-7-1-2-Dimensionnement du digesteur :

Dans le but de diminuer le volume des boues et augmenter leurs quantités, les boues épaissies arrivent au digesteur avec une concentration de 80 g/l [17]

Le débit des boues arrivant au digesteur

$$Q_d = DX_t / 80 = 4045.88 / 80 = 50.57 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le temps de séjour du digesteur :

$$T_s = 175 \cdot 10^{(-0,03,1)} / t = 35^\circ\text{C} \text{ [11]}$$

$$T_s = 15,6 \text{ jours [16]}$$

Le volume du digesteur :

$$V_d = Q_d \cdot T_s = 50,57 \cdot 15,6 = 788,89\text{m}^3$$

$$\text{On prend } V_d = 789\text{m}^3$$

On prendra deux digesteurs ayant un volume unitaire de **394.5 m³**

Le diamètre du digesteur :

$$D_d = \sqrt{\frac{V_d \cdot 4}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{394,5 \cdot 4}{3,14 \cdot 4}} = 22,42\text{m} \quad / \quad H = 4 \text{ m}$$

La surface horizontale :

$$S_h = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 22,42^2}{4} = 394,59\text{m}^2$$

La quantité de matières sèches des boues fraîches :

$$F_g = Q_d \cdot F_s \cdot K_s$$

K_s : poids spécifique de la matière sèche de la boue fraîche

$$K_s = 1 \text{ tonne /m}^3$$

F_s : la teneur en matières solides

$$F_s = 3 \text{ à } 4\% \text{ on prend } 4\%$$

$$\text{Donc : } F_g = 50,57 \cdot 1 \cdot 0,04 = 2,02 \text{ tonne /j [11]}$$

La quantité de matière organique dans la boue fraîche :

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

$$F_o = 0,6 \cdot F_g = 0,6 \cdot 2,02 = 1,21 \text{ T /j}$$

La quantité du gaz produite :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_{\text{gaz}} = 138 (t^\circ)^{1/2} \cdot F_o = 138 (35)^{1/2} \cdot 1,21 = 987,87\text{m}^3/\text{j}$$

La quantité moyenne du gaz :

On prendra 75% du gaz théorique

$$Q' = 0,75 \cdot Q_{\text{gaz}} = 0,75 \cdot 987,87 = 740,90 \text{ m}^3/\text{j}$$

La quantité du méthane (CH₄):

$$Q_{\text{CH}_4} = (0,6 \text{ à } 0,65) Q'_{\text{gaz}} \text{ on prend } Q_{\text{CH}_4} = 0,65 Q'_{\text{gaz}}$$

$$Q_{\text{CH}_4} = 0,65 \cdot 740,90 = 481,59 \text{ m}^3/\text{j}$$

La quantité du gaz carbonique CO₂ :

$$Q_{\text{CO}_2} = (0,3 \text{ à } 0,35) Q'_{\text{gaz}} \text{ on prend } Q_{\text{CO}_2} = 0,3 Q'_{\text{gaz}}$$

$$Q_{\text{CO}_2} = 0,3 \cdot 740,90 = 222,27 \text{ m}^3/\text{j}$$

La quantité restante de gaz :

Les 5% sont constituées par l'autre gaz (NH₃, H₂...)

$$Q_{\text{rest}} = 0,05 \cdot Q_{\text{gaz}} = 0,05 \cdot 987,87 = 49,39 \text{ m}^3/\text{j}$$

La quantité minérale dans la boue :

$$F_m = F_g - F_o = 2,02 - 1,21 = 0,81 \text{ T/j}$$

La quantité de boues digérées :

Elle est donnée par l'expression suivante (Q_r)

$$Q_r = F_g \left(\frac{1}{d_g} + \frac{1}{d_{ff}} + \frac{1}{d_f} \right) \text{ [3]}$$

Avec:

F_f : teneur en matière solide dans la boue digérée

$$F_f = 10\%$$

d_{ff} : poids spécifique de la matière sèche de la boue digérée

$$dff = 2 \text{ T/m}^3$$

df : poids spécifique de l'eau en excès dans le digesteur $df = 1 \text{ T/m}^3$

$$Fgf = Fm + Fo (1 - 0,138T^{1/2}) = 0,81 + 1,21 (1 - 0,138 \cdot 35^{1/2})$$

$$Fgf = 1,03 \text{ T/j}$$

$$Qr = 1,03 (1/1 \cdot 2,02 + 1/2 + 1/1) = 2 \text{ m}^3/\text{j}$$

IV-7-1-3-Dimensionnement des lits de séchage :

Surface des lits de séchage :

La quantité de boues extraites de l'épaississeur est égale à $\Delta X = 1504,4 \text{ kg/j}$, la teneur en matière sèche des boues varie entre 25 à 30 kg/m^3 . On prendra la valeur 25 kg/m^3 .

Le débit des boues à sécher sera égal à $1504,4/25 = 60,18 \text{ m}^3/\text{j}$ soit 21966 m^3/an .

On considère qu'un lit est utilisé 12 fois /an (une rotation par mois). Pour un fonctionnement de 7 jours /7 et en considérant une hauteur de boues de 0,7 m.

La surface totale est égale à

$$S_t = 21966 / 12 \times 0,7 = 2615 \text{ m}^2$$

En utilisant 20 lits de séchage la surface unitaire est donc égale à

$$S_U = S_t / 20 = 2615 / 20 = 130 \text{ m}^2$$

Chaque lit aura les dimensions suivantes: [7]

$$\mathbf{L = 13 \text{ m} ; \quad l = 10 \text{ m} ; \quad H = 0,7 \text{ m}}$$

IV-7-2-Dimensionnement pour Horizon 2040 :

(Le résultat obtenu indique l'extension des ouvrages)

Les résultats de l'horizon 2040 sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV-7: Tableau récapitulatif des résultats à moyenne charge :

Désignations	unité	2025	2040
Dimensionnement de l'épaississeur			
Concentration à l'entrée de l'épaississeur pour DI	g/l	25	25
Concentration à l'entrée de l'épaississeur pour DII	g/l	11.43	11.43
Débit journalier reçu par l'épaississeur	Kg/j	291.98	24.54
Temps de séjour	J		
Volume	m ³	583.96	70
Hauteur	m	4	4
Surface	m ²	145.99	17.5
diamètre	m	10	3
Dimensionnement du digesteur			
Débit des boues arrivant au digesteur	m ³ /j	69.20	9
Temps de séjour du digesteur	j	15.6	15.6
Volume	m ³	1079.59	142.74
Diamètre	m	13.11	9.54
Surface horizontale	m ²	269.89	71.44
Quantité de matières sèches des boues fraîches	T/j	2.76	0.37
Quantité de matière organique des boues fraîches	T/j	1.66	0.22
Quantité du gaz produite	m ³ /j	1356	179.6
Quantité moyenne du gaz	m ³ /j	1017	134.71
Quantité du méthane	m ³ /j	661.04	87.56
Quantité du gaz carbonique	m ³ /j	203.39	40.41
Quantité restante de gaz	m ³ /j	67.79	8.98
Quantité minérale dans la boue	T/j	1.10	0.15
Quantité de boues digérées	m ³ /j	2.62	0.8
Dimensionnement du lit de séchage			
Longueur	m	13	10
Largeur	m	10	5.6
Hauteur	m	1	1
Hauteur de boue dans le lit	m	0.7	0.7
Volume journalier des boues épandues	m ³ /j	59.40	4.75
Volume des boues épandues par lit et par an	m ³ /an	21681.9	1733.75
Nombre de lits	-	20	4

Chapitre V

CALCUL

HYDRAULIQUE

Chapitre V : Calcul hydraulique

Introduction :

Ces calculs auront pour le dimensionnement des différentes conduites de rejet, conduite de BY-PASS, conduite de fuite, conduites reliant les ouvrages ainsi que le déversoir d'orage et les cotes de radier des différents ouvrages pour assurer le bon fonctionnement de la station de point de vue hydraulique.

V-1-Emplacement des ouvrages dans le site de la station :

L'arrivée des eaux à la station d'épuration est comme suit :
Les eaux usées et pluviales sont collectés dans un seul collecteur vers un déversoir d'orage qui sert à séparer les eaux pluviales des eaux usées tel que :

Les eaux pluviales sont déversées directement dans l'Oued de NIL et les eaux usées sont dirigées vers les différents ouvrages de la station

A l'amont de la station, on place un autre déversoir qui est le By-pass pour éviter l'écoulement vers la STEP en cas de panne, ainsi l'emplacement des différents ouvrages va suivre le sens de la pente naturelle du terrain pour qu'on ait un écoulement gravitaire le long de la station d'épuration.

V-2-Déversoir d'orage :

Le principe de fonctionnement de cet ouvrage en système unitaire est d'effectuer le déversement dans le milieu naturel des débits d'orage et de ne dériver vers la station que les débits des eaux usées, appelées « débit en temps sec ».

La partie déversant est acheminée vers l'oued de Nil, dans notre cas on optera pour un déversoir à seuil latéral.

Le débit de pointe par temps sec : $Q_{p2040} = 1792.8 \text{ m}^3/\text{h} = 0.498 \text{ m}^3/\text{s}$

Le débit pluvial à été estimé par la DHW de Jijel à $Q_{pl} = 3200 \text{ l/s}$ c à d $3.20 \text{ m}^3/\text{s}$

Donc le collecteur principal véhiculera un débit de :

$$Q_v = Q_{pte} + Q_{pl} = 0.498 + 3.20 = 3.7 \text{ m}^3/\text{s}$$

V-2-1-A l'amont du déversoir :

On calcul le diamètre du collecteur qui véhiculera le débit d'eau total en 2040 :

$$Q_v = 3.7 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 1\%$$

Et d'après l'abaque de Bazin (01) (**annexe I**)

$D_e = 1250 \text{ mm}$ (diamètre a l'entrer du déversoir)

Le débit en plein section est calculé à partir de la formule suivant :

$$Q_{ps} = \frac{1}{\eta} \times R_h^{2/3} \times I^{1/2} \times S \dots\dots\dots \text{(Formule de Maning)}$$

$$R_h = \frac{D}{4} = \frac{1.25}{4} = 0.3 \quad / \eta = 0.011 \Rightarrow k = \frac{1}{\eta} = 90$$

D'après le calcul on trouve :
 $Q_{ps} = 4,07 \text{ m}^3/\text{s}$ (débit a pleine section)
 $V_{ps} = 3,32 \text{ m/s}$ (vitesse a pleine section)

Et d'après l'abaque de Bazin (02) (**annexe II**)

$rQ = Q_v/Q_{ps} = 3,7/4,07 = 0,91$ (rapport des débits)
 $rH = H_e/D_e = 0,75 \Rightarrow H_e = 0,75 \cdot 1250 = 937,5 \text{ mm}$
 $rV = V/V_{ps} = 1,12 \Rightarrow V = 1,12 \cdot 3,32 = 3,72 \text{ m/s}$

V-2-2-A l'aval du déversoir :

$Q_{pte} = 0,498 \text{ m}^3/\text{s}$
 $I = 1\%$

D'après l'abaque de Bazin (01) (**annexe I**)

$D_s = 600 \text{ mm}$
D'après la Formule de Maning On trouve :
 $Q_{ps} = 0,577 \text{ m}^3/\text{s}$
 $V_{ps} = 2,04 \text{ m/s}$

Et d'après l'autre abaque (02)
 $rQ = 0,86$; $rH = 0,71$; $rV = 1,11$; $H_s = 426 \text{ mm}$

Le débit diverse par le déversoir d'orage est : $Q_d = Q_v - Q_{pte} = 3,7 - 0,498$
 $Q_d = 3,2 \text{ m}^3/\text{s}$

V-2-3-Dimensionnement du déversoir d'orage:

La hauteur d'entrée **$H_e = 937,5 \text{ mm}$**
La hauteur de sortie **$H_s = 426 \text{ mm}$**
La lame d'eau déversée $H_d = (H_e - H_s) / 2 = (937,5 - 426) / 2 = 255,75 \text{ mm}$
Donc la largeur du seuil déversant sera :

$$b = (3 * Q_d) / (2 * m * (2g)^{1/2} * H_d^{3/2})$$

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 m^2/s

$$b = (3 * 3,2) / (2 * 0,6 * (2 * 9,81)^{1/2} * 0,25575^{3/2}) = 4,93 \text{ m}$$

Pour avoir une sécurité on prend **$b = 6 \text{ m}$**

V-2-4-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 2%

$$Q_d = 3,2 \text{ m}^3/\text{s}$$

D'après l'abaque de Bazin (01) on aura :

$$D_d = 1100 \text{ mm}$$

$$Q_{ps} = 4,1 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{ps} = 4,32 \text{ m/s}$$

Donc $rQ = 0,78$ abaque de Bazin (02) on aura : $r_h = 0,67$
 $R_v = 1,1$

V-2-5-Dimensionnement de la conduite By-pass :

Cette conduite est appelée à véhiculer un débit de $Q_{pte} = 0.498 \text{ m}^3/\text{s}$ sous une pente de 2% et elle devra intervenir lors d'un danger sur la station, et l'eau est dirigée vers la station de relevage vers le milieu récepteur. Comme on doit avoir une grille de même dimension que le dégrilleur

$$Q_{pte} = 0.498 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 2\%$$

D'après l'abaque de Bazin (01) (**annexe I**)

$$D_s = 500 \text{ mm}$$

$$Q_{ps} = 0,502 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{ps} = 2,56 \text{ m/s}$$

Et d'après l'abaque de Bazin (02) (**annexe II**)

$$r_Q = 0,99; \quad r_H = 0,80; \quad r_V = 1,14.$$

V-4-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-4-1-Cotes moyennes du terrain naturel des zones d'implantation des ouvrages :

Tableau V-1 : Cotes moyenne du terrain naturel de la zone d'implantation des différents ouvrages de la station

Désignation des ouvrages	Cotes du terrain naturel (m)
Dégrilleur	13,4
Dessableur-deshuilleur	12.6
Décanteur primaire	12.1
Bassin d'aération	11.5
Décanteur secondaire	11
Bassin de désinfection	10.5

V-4-2-Calcul des pertes de charges, diamètres et des longueurs des conduites reliant les ouvrages de la station d'épuration :

Pour calculer les pertes de charge dans les conduites on utilisera la formule de Darcy définie par :

$$\Delta H = \lambda \frac{LV^2}{2gD}$$

Pour cela on doit connaître les paramètres suivants :

- Les longueurs des conduites (qui peuvent être déduites du schéma d'implantation donc peuvent être calculées).
- Les diamètres des conduites.
- Le débit qui est connu.
- La nature du matériau : on utilisera le béton.

V-4-3-Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages :

Toutes les canalisations seront dimensionnées de façon qu'en leur impose une pente de 1,2% pour permettre un bon écoulement de l'eau et assurer l'autocurage avec une vitesse minimale de 0,6 m/s et éviter l'abrasion pour les vitesses supérieures à 5 m/s.

Tableau n° : V-2 : Longueurs des conduites entre les ouvrages de la Step :

Ouvrages	L réelle (m)
Dégrilleur -Dessableur-deshuilleur	4
Dessableur-deshuilleur - Décanteur I	28
Décanteur I - Bassin d'aération	27
Bassin d'aération - Décanteur II	23
Décanteur II - Bassin de désinfection	45

V-4-4-Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages ainsi que les pertes de charges :

➤ **Conduite dégrilleur- dessableur :**

Q_{pte} = 0,498 m³/s et d'après l'abaque de Bazin (01) on aura : **D = 600 mm**

$$L_{eq} = 4m \quad \lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D})^{-2}$$

Puisque le béton à une rugosité de 1 mm donc :

$$\lambda = 0,023$$

$$\Delta H = 8.0,023 \frac{4.0,498^2}{3,14^2 \cdot 10.0,6^5} = 0,024m$$

➤ **Conduite dessableur- décanteur primaire :**

Q_{pte} = 0,498 m³/s et d'après l'abaque de Bazin (01) on aura : **D = 600 mm**

$$L_{eq} = 28m \quad \lambda = 0,023$$

$$\Delta H = 8.0,023 \frac{28.0,498^2}{3,14^2 \cdot 10.0,6^5} = 0,17m$$

➤ **Conduite décanteurI – bassin d'aération :**

Q_{pte} = 0,498 m³/s et d'après l'abaque de Bazin (01) on au : **D = 600 mm**

$$L_{eq} = 27m \quad \lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D})^{-2}$$

Puisque le béton à une rugosité de 1 mm donc :

$$\lambda = 0,023$$

$$\Delta H = 8.0,023 \frac{27.0,498^2}{3,14^2 \cdot 10.0,6^5} = 0,16m$$

➤ **Conduite bassin d'aération – décanteur II :**

$$\begin{aligned} Q_{pte} &= 0,498 \text{ m}^3/\text{s} & \text{et d'après l'abaque de Bazin (01) on aura : } & \mathbf{D = 600 \text{ mm}} \\ Leq &= 23\text{m} & \lambda &= 0,023 \end{aligned}$$

$$\Delta H = 8.0,023 \frac{23.0,498^2}{3,14^2 \cdot 10.0,6^5} = 0,14\text{m}$$

➤ **Conduite décanteur II – bassin de désinfection :**

$$\begin{aligned} Q_{pte} &= 0,498 \text{ m}^3/\text{s} & \text{et d'après l'abaque de Bazin (01) on aura : } & \mathbf{D = 600 \text{ mm}} \\ Leq &= 45\text{m} & \lambda &= 0,023 \end{aligned}$$

$$\Delta H = 8.0,023 \frac{45.0,498^2}{3,14^2 \cdot 10.0,6^5} = 0,27\text{m}$$

➤ **Conduite bassin de désinfection – milieu récepteur :**

$$\begin{aligned} Q_{pte} &= 0,498 \text{ m}^3/\text{s} & \text{et d'après l'abaque de Bazin (01) on aura : } & \mathbf{D = 600 \text{ mm}} \\ Leq &= 74,75 \text{ m} & \lambda &= 0,023 \end{aligned}$$

$$\Delta H = 8.0,023 \frac{74,75.0,498^2}{3,14^2 \cdot 10.0,6^5} = 0,44\text{m}$$

V-4-5-Calculs des cotes piézométriques et cotes de radier des différents ouvrages :

On calcule les cotes piézométriques d'après l'équation de Bernoulli donnée par :

$$P_1/W + V_1^2/2g + Z_1 = P_2/W + V_2^2/2g + Z_2 + H_{1-2}$$

P_1/W et P_2/W : énergies de pression dans les sections (1) et (2).

$V_1^2/2g$ et $V_2^2/2g$: énergies cinétiques en (1) et (2).

Z_1 et Z_2 : cotes des points (1) et (2).

H_{1-2} : pertes de charges dans le tronçon (1-2).

La variation de vitesse est très faible, donc les énergies cinétiques peuvent être éliminées il vient :

$$P_1/W + Z_1 = P_2/W + Z_2 + H_{1-2}$$

Posons: $P_1/W = H_1$ et $P_2/W = H_2$ donc :

$$H_1 + Z_1 = H_2 + Z_2 + H_{1-2}$$

$Cp_1 = H_1 + Z_1$ cote piézométrique au point (1).

$Cp_2 = H_2 + Z_2$ cote piézométrique au point (2).

$$Cp_2 = Cp_1 + H_{1-2}$$

➤ **Cote piézométrique du dégrilleur :**

On a $Z_d =$ cote terrain du radier = 13,4m
et la hauteur d'eau dans le dégrilleur est de $H_d = 0,8 \text{ m}$

$$\text{D'où } Cp_d = Z_d + H_d = 13,4 + 0,8 \quad \mathbf{Cp_d = 14,2 \text{ m}}$$

➤ **Cote piézométrique du dessableur-déshuileur :**

La hauteur d'eau dans le dessableur-déshuileur est de $H_{d-d} = 3 \text{ m}$

$$H_d + Z_d = H_{d-d} + Z_{d-d} + H_{d-d-d}$$

$$Z_{d-d} = H_d + Z_d - H_{d-d} - H_{d-d-d}$$

$$Z_{d-d} = 0,8 + 13,4 - 3 - 0,024 \quad Z_{d-d} = 11,18 \text{ m}$$

$$Cp \text{ d-d} = Z_{d-d} + H_{d-d} = 11,18 + 3 \quad \mathbf{Cp \text{ d-d} = 14,18m}$$

➤ **Cote piézométrique du décanteur primaire :**

La hauteur d'eau dans le décanteur primaire est de $H_{dI} = 2 \text{ m}$

$$H_{d-d} + Z_{d-d} = H_{dI} + Z_{dI} + H_{d-d-dI}$$

$$Z_{dI} = H_{d-d} + Z_{d-d} - H_{dI} - H_{d-d-dI}$$

$$Z_{dI} = 3 + 11,18 - 2 - 0,17 \quad Z_{dI} = 12,01 \text{ m}$$

$$Cp \text{ dI} = Z_{dI} + H_{dI} = 12,01 + 2 \quad \mathbf{Cp \text{ dI} = 14,01 \text{ m}}$$

➤ **Cote piézométrique du bassin d'aération :**

La hauteur d'eau dans le bassin d'aération est de $H_{BA} = 4 \text{ m}$

$$H_{dI} + Z_{dI} = H_{BA} + Z_{BA} + H_{dI-BA}$$

$$Z_{BA} = H_{dI} + Z_{dI} - H_{BA} - H_{dI-BA}$$

$$Z_{BA} = 2 + 12,01 - 4 - 0,16 \quad Z_{BA} = 9,85 \text{ m}$$

$$Cp \text{ BA} = Z_{BA} + H_{BA} = 9,85 + 4 \quad \mathbf{Cp \text{ BA} = 13,85 \text{ m}}$$

➤ **Cote piézométrique du décanteur secondaire :**

La hauteur d'eau dans le décanteur secondaire est de $H_{dII} = 3,5 \text{ m}$

$$H_{BA} + Z_{BA} = H_{dII} + Z_{dII} + H_{BA-dII}$$

$$Z_{dII} = H_{BA} + Z_{BA} - H_{dII} - H_{BA-dII}$$

$$Z_{dII} = 4 + 9,85 - 3,5 - 0,14 \quad Z_{dII} = 10,21 \text{ m}$$

$$Cp \text{ dII} = Z_{dII} + H_{dII} = 10,21 + 3,5 \quad \mathbf{Cp \text{ dII} = 13,71m}$$

➤ **Cote piézométrique du bassin de désinfection :**

La hauteur d'eau dans le bassin de désinfection est de $H_{Bd} = 3 \text{ m}$

$$H_{dII} + Z_{dII} = H_{Bd} + Z_{Bd} + H_{dII-Bd}$$

$$Z_{Bd} = H_{dII} + Z_{dII} - H_{Bd} - H_{dII-Bd}$$

$$Z_{Bd} = 3,5 + 10,21 - 3 - 0,27 \quad Z_{Bd} = 10,44 \text{ m}$$

$$Cp \text{ Bd} = Z_{Bd} + H_{Bd} = 10,44 + 3 \quad \mathbf{Cp \text{ Bd} = 13,44 \text{ m}}$$

Tableau -V-3 : Récapitulatif des résultats :

Désignations	Cote (m) terrain	Cote radier (m)	Plan d'eau (m)	ΔH (m)	Cote (m) piézométrique
-dégrilleur	13,4	13,4	0,8		14,2
-désableur-déshuileur	12,6	12,02	3	0,024	14,18
-décanteur primaire	12,1	11,88	2	0,18	14,01
-bassin d'aération	11,5	11,01	4	0,17	13,85
-décanteur secondaire	11,00	10,90	3,5	0,14	13,71
-bassin de désinfection	10,5	10,06	3	0,27	13,44

CONCLUSION :

Le calcul hydraulique effectué dans ce chapitre nous a permis de :

- Dimensionner le déversoir d'orage à l'entrée du step
- Déterminer les cotes terrains naturels des différents ouvrages dans la station;
- Déterminer les longueurs, les diamètres et les vitesses des conduites reliant ces ouvrages;
- Calculer les pertes de charge et les cotes piézométriques dans chaque point.
- Dimensionner la conduite de fuite
- Dimensionner un canal de by-pass à l'amont de l'ouvrage de prétraitement. Ce canal évacue les eaux brutes vers l'exutoire en cas de défaillance sans aucune nuisance sur l'activité biologique des microorganismes dans le bassin d'aération.

Chapitre VI

Gestion et exploitation de la station d'épuration

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

Introduction :

Le maintien en parfaite état des différents ouvrages de la station d'épuration et la garantie des performances épuratoires, reposent, avant tout, sur la qualité de l'exploitation qui est mise en œuvre, le procédé choisi qui est techniquement et économiquement acceptable, et enfin la présence d'une politique rationnelle de gestion.

Le manque ou l'absence de l'un de ces facteurs influe incontestablement sur le fonctionnement de l'installation.

VI-1-Mesures et contrôles effectués au niveau de la station d'épuration :

L'exploitant doit effectuer un certain nombre de mesures et contrôles entrant dans le cadre de l'exploitation et la gestion de la station, dont les principaux sont :

- Mesure de débit
- Mesure de pH et de la température

La mesure de pH doit être faite à l'entrée de la station, afin de prendre toutes les dispositions nécessaires pour le déroulement des traitements sensibles à ce paramètre.

Pour maintenir la température optimum de bon fonctionnement de certains ouvrages de traitement (dégraisseur, bassin d'aération), la mesure de la température est très recommandée.

- Mesure de la demande chimique en oxygène (DCO)
- Mesure de la demande biologique en oxygène (DBO₅)
- Mesure de la quantité d'oxygène dissous
- Recherche des substances toxiques
- Mesure concernant les boues :

Pour obtenir un réglage adéquat de la station d'épuration, on doit jouer essentiellement sur :

- Le taux de recirculation des boues
- Le taux d'aération
- Le taux des boues en excès

Pour régler ces paramètres on aura besoin de savoir :

- ❖ La teneur en oxygène dans le bassin d'aération
- ❖ Le pourcentage de boues dans le bassin d'aération
- ❖ La teneur des MVS dans le bassin d'aération

En fonction des résultats de ces mesures, on fait varier le débit de recirculation, la durée d'aération et le débit de boues en excès jusqu'à savoir une valeur optimale de 4g mvs/l
Si :

- MVS > 4g/l on augmente le temps de recirculation et la durée d'aération
- MVS < 4g/l on diminue le temps de recirculation et la durée d'aération
- Temps de marche journalier des principales machines tournantes (pompes, aérateurs, filtres ou centrifugeuses...)

Chaque contrôle journalier, doit toujours être fait à la même heure pour être représentatif

VI-2-Contrôle de fonctionnement:

Le bon fonctionnement et la durée de vie d'une station d'épuration dépendent fortement de l'entretien de ses ouvrages. Il faut veiller donc au maintien en parfait état de propreté de l'ensemble de la station en nettoyant les rigoles, caniveaux, murs...etc.

Les ouvrages métalliques doivent être repeints en moyenne tous les cinq ans afin de les protéger contre la corrosion.

Les ouvrages en béton doivent être régulièrement inspectés. Les vérifications doivent porter sur l'étanchéité, la détection des fissures, les ruptures des joints de dilatation.

Il faut lubrifier et graisser régulièrement tous les équipements mécaniques et électromécaniques et veiller à leur fonctionnement.

Pour les équipements immergés, une vidange une fois par ans des ouvrages où ils sont disposés est nécessaire pour leur entretien. Les équipements d'aération doivent être également inspectés régulièrement en nettoyant les orifices de diffusion de l'air.

Ce qui nous mène à exiger une attention distinctive afin d'assurer de façon continue l'épuration conforme des effluents. Elle doit s'exercer à plusieurs niveaux :

VI-2-1-Contrôle journalier :

Ces contrôles peuvent être effectués par l'exploitant, différentes épreuves ou observations permettent d'apprécier la rationalisation de la conduite de la station d'épuration :

- le test de décantation et de turbidité.
- les odeurs.
- les couleurs des boues.
- le manque d'oxygène se fait sentir par une odeur désagréable, et une couleur de boue grise noire,

Afin de permettre des contrôles périodiques plus précis, il est important que l'exploitant tienne un journal de bord sur lequel il consignera les résultats des tests et les observations faites.

VI-2-2-Contrôles périodiques :

Le but essentiel de ces contrôles est d'attribuer aux résultats détenus préalablement des solutions fiables et d'apporter au maître de l'ouvrage les conseils nécessaires à une bonne exploitation en proposant toutes les améliorations ou rectifications qui s'imposent.

Les investigations complémentaires qu'il est souhaitable de mener dans le cadre de ces visites sont :

- une mesure de l'oxygène dans le bassin d'aération.
- une analyse des boues prélevées dans le bassin d'aération après un fonctionnement de 15 à 20 mn des aérateurs, ayant pour objet de déterminer (la décantabilité, la teneur en MES, la teneur en MVS).
- une analyse de l'effluent épuré sur un prélèvement instantané, considérant que la quantité de l'effluent épuré varie généralement très peu dans une journée sur une station d'épuration.
- une visite bilan au moins une fois par an qui consistera à effectuer un diagnostic complet du fonctionnement de la station, en effectuant notamment :
- des analyses sur l'effluent reçu par la station en 24h à partir de prélèvements, visant à déterminer les mêmes paramètres en fonction du débit.

VI-3-Entretien des ouvrages :

VI-3-1-Le dégrilleur :

- Les déchets seront évacués quotidiennement, le nettoyage des parois des grilles se fait par un jet d'eau et l'enlèvement des matières adhérentes putrescibles par les râtaux.
- Noter les quantités de refus journalier.
- vérifier le niveau d'huile et de graisse des chaînes d'entraînement.
- vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement électromécanique de l'installation.

VI-3-2-Déssableur-déshuileur :

- Maintenir quotidiennement le poste en état de propreté.
- vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement de l'installation.
- vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement du pont roulant et des procédés de raclage, suivi du déroulement complet d'un cycle de fonctionnement.
- faire fonctionner 24/24h le pont roulant et l'insufflation d'air.

VI-3-3-Bassin d'aération :

- Chaque jour contrôler et intervenir pour tous les équipements d'aération fonctionnent convenablement.
- Vérifier et entretenir les procédures automatiques de démarrage et d'arrêt des aérateurs.
- Noter les paramètres de fonctionnement (débit et oxygène).
- Mesurer et noter quotidiennement la charge en DBO entrante, et la concentration des boues dans le bassin.

VI-3-4-Clarification :

- Maintenir le clarificateur en état de propreté.
- Vérifier tous le six mois le bon fonctionnement des dispositifs de pompes des écumes.
- Analyser contractuellement l'eau après clarification (DBO, DCO, MES).
- Vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôle et entretien des structures immergées.

VI-3-5-Désinfection des eaux épurées :

- Maintenir le poste en état de propreté.
- Respecter les procédures de mise en marche et d'arrêt des installations fournies par les constructeurs.
- Faire fonctionner régulièrement le circuit de secours de chloration.
- Ne jamais utiliser l'eau dans les circuits véhiculant du chlore.
- Au cours de toute intervention dans les locaux de stockage et dosage, respecter les consignes de sécurité.

VI-3-6-Lits de séchage :

- Préalablement à l'épandage des boues liquides, le lit de sable devra être soigneusement désherbé et ratissé afin de détasser la masse filtrante et la régulariser.
- Les quantités de boues à admettre sur les lits de séchage ne devront pas dépasser une épaisseur de 40cm.
- Après deux à trois utilisations du lit, la couche superficielle est renouvelée par un sable propre.
- Tous les deux ans, il faut changer les lits de séchages (les lits seront refaits complètement, les drains seront colmatés ou brisés).

- Entre deux épandages de boues, le lit pourra être protégé par un film plastique destiné à éviter la prolifération de la végétation et le tassement des matériaux filtrants par les précipitations.

VI-3-7-Epaississeur :

- Maintenir quotidiennement le poste en état de propreté.
- Mesurer quotidiennement la hauteur du voile de boue, le garde boue ne doit pas être inférieur à 2m.
- Contrôler et noter chaque jour le PH des eaux surverses et des boues épaissies.
- Relever les volumes des boues soutirées des épaississeurs.
- Vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôler les structures immergées.

Conclusion générale

La conception des stations d'épuration en Algérie, est devenue aujourd'hui une grande nécessité, surtout avec la crise du manque de l'eau potable, c'est pour cela qu'on ne doit plus irriguer avec de l'eau potable mais avec de l'eau épurée après un traitement tertiaire.

A la fin de ce travail, on peut dire que la conception de la station d'épuration d'El KENNAR est la meilleure solution pour faire face aux problèmes d'assainissement des cinq villes : EL KENNAR, TAHER, CHEKFA, EMIR ABDELKADER et SIDI ABDELAZIZ, et bien sûr d'améliorer les conditions écologiques de la région et la qualité des eaux des plusieurs oueds comme Oued Nil, Oued DJENDJEN... ainsi que protéger le littoral contre les eaux usées domestiques. Ajoutant à cela la possibilité d'utiliser la boue produite comme engrais dans l'agriculture.

La station est à boues activées traite les eaux usées d'une population de 182836 habitants avec une capacité de traitement de $21940.32\text{m}^3/\text{j}$ et une charge moyenne journalière en DBO5 de 2515.24 kg/j et une charge moyenne journalière en MES de 3504.53 kg/j en 2025 et 218660 habitants avec une capacité de traitement de $26239.2\text{m}^3/\text{j}$ et une charge moyenne journalière en DBO5 de 3008.06 kg/j et une charge moyenne journalière en MES de 4191.19kg/j en 2040.

On a choisi la variante à moyenne charge et pour ce choix on a trouvé : un dégrilleur grossier de 2.5m de largeur et un dégrilleurs fin de 2.32m de largeur, un dessableur déshuileur d'un volume de 136.8 m^3 . Deux décanteurs primaires d'un volume de 546.5m^3 pour chacun. Deux bassins d'aération d'un volume de 779 m^3 pour chacun et deux clarificateurs d'un volume de 1063.44m^3 pour chacun. Un bassin de désinfection de 1093.28 m^3 de volume.

Ces calculs ont trouvés pour l'horizon 2025. Mais pour l'horizon 2040 on a fait une extension de la station en mettant des ouvrages supplémentaires.

C'est donc un grand espoir que nous portons pour la réalisation de cette station et dont le présent travail servira de document d'inspiration.

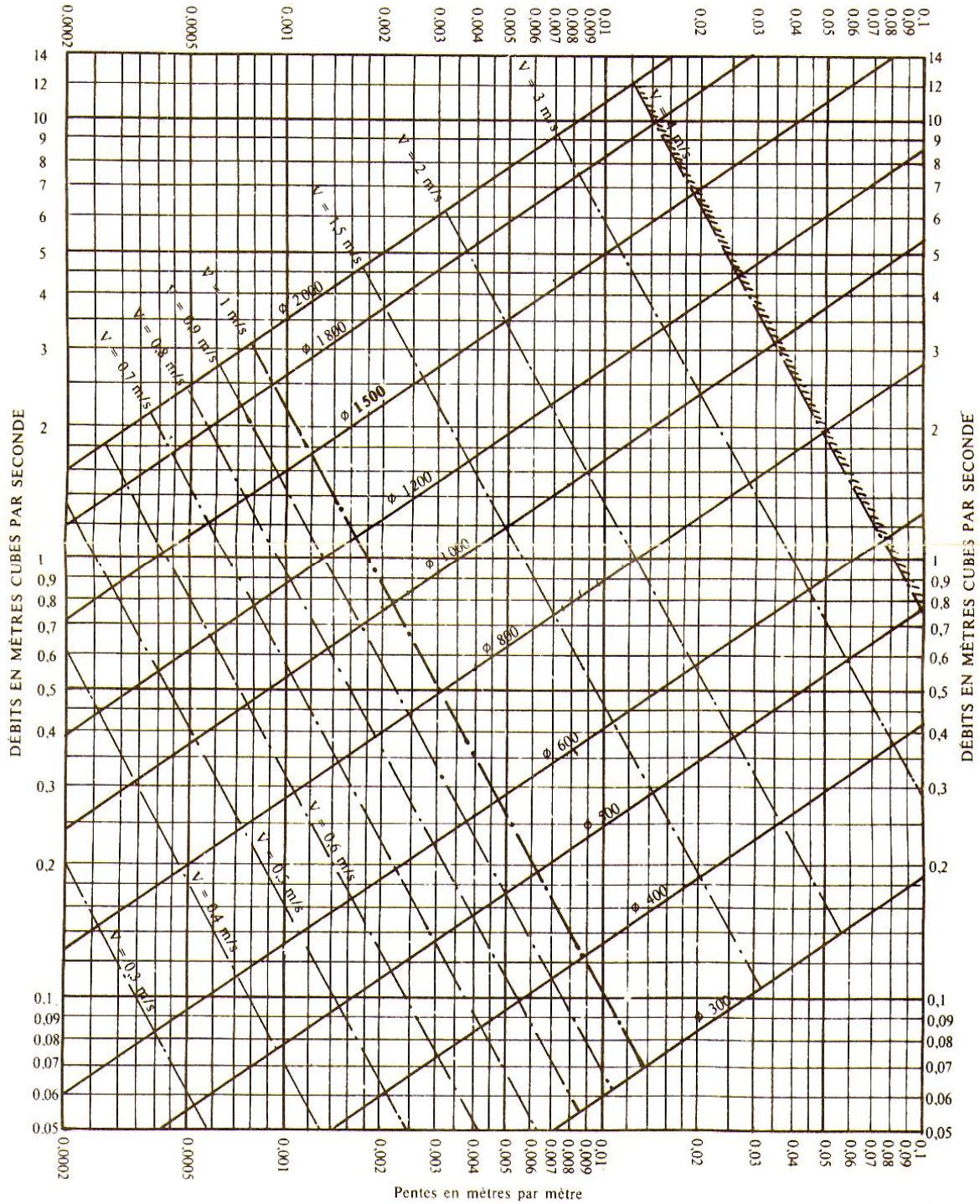
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1]. **Cyril Gommella, Henri Guerree.**- Guide de l'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales : la collecte.- Paris : Eyrolles, 1986.-239p.
- [2]. **Mr GHOURI Farid.** MFE (ENSH) Conception de la STEP de la ville d'El Tarf 2011
- [3]. **Merdoud Mahmoud.** MFE (ENSH) Conception de la STEP de l'UNAJUC de Boufarik.2003
- [4]. http://www.gedofr/fiche_con_seuil_trait_eau_trait_physico.htm.
- [5]. **Abdelkader.Gaid,** Tome 1 Epuration biologique des eaux usées urbaines OPU. Alger. 1984.123p
- [6]. **Claude Cardot.**- Les traitements de l'eau : procédés physico-chimiques et biologiques,cours et problèmes résolus.-Paris : ellipses, 1999.-247 p.
- [8]. **Divet, H ; Schulhor,**- traitement des eaux.- Paris : presses universitaires de France, 1980.- (que sais-je ?).-128p
- [9]. **Marc Satin, BeclinSelmi.** Guide technique de l'assainissement. Edition de moniteur. Paris 1999.69p
- [10]. **C.Cardo ;**1999 :- les traitement de l'eau-Edition TCHNOSUP.512p
- [11]. **ProsiunDia.**1971, Technique et économie de l'épuration des eaux résiduaires Publication de bulletin seine. Normandie.66p
- [12]. **Valiron.** F 1992, Maîtrise de la pollution urbaine, Edition technique Et documentation, Lavoisier, France.77p
- [1 3]. **Bechac. P,Pierre.** Boutin, B. Mercier, P. Nuer.Traitement des eaux usées.
- [14]. **Shundar Lin.** - Water and wastewater calculations manual. - New York: McGraw-Hill, 2001. -854p.
- [15]. **Mme belaabes.**- Cours d'épuration, 5em année.
- [16]. **P.D.Cemagref,** "Les systèmes de traitement des boues des stations d'épuration des petites collectivités", Pris 1990. 55p
- [17]. **P.D.CEMAGREF,**"Les systèmes de traitement des boues des stations d'épuration des petites collectivités", Pris 1990. M. GAMRASNI,Paris .88p

ANNEXES

Annexe I :

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations circulaires – Formule de Bazin)



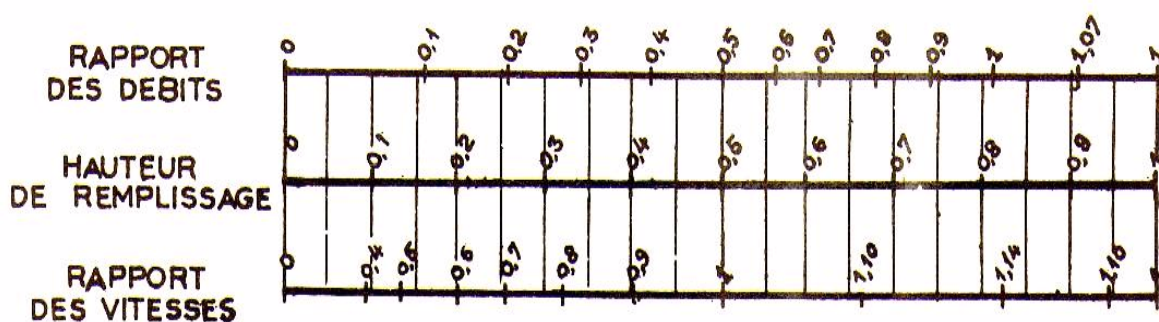
ANNEXES

Annexe II :

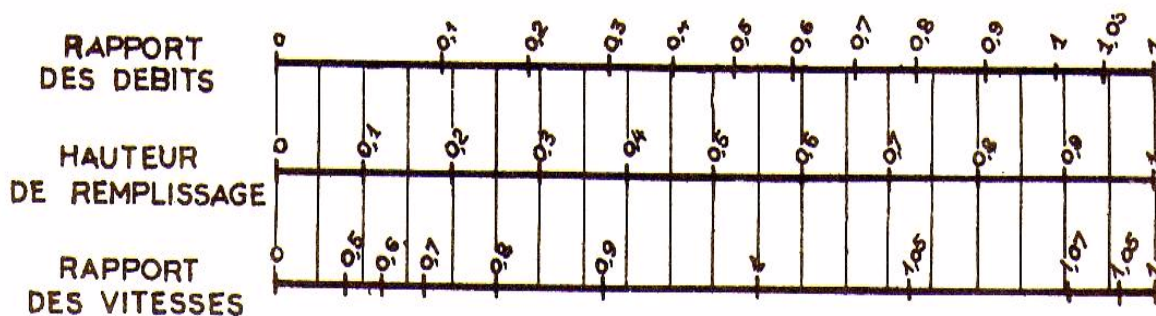
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux $\frac{3}{10}$, 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