

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ASSAINISMENT

THEME :

**CONCEPTION D'UNE STATION D'EPURATION DE LA
COMMUNE DE SIDI NAAMANE (W.MEDEA)**

PRESENTE PAR :
M^r GACEM Tayeb

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^{me} H.MEDDI	M.C.B	Présidente
M ^{me} S.HOULI	M.A.A	Examinatrice
M ^r Y.DERNOUNI	M.A.A	Examinateur
M ^r Y.BOUNNAH	M.A.B	Examinateur
M ^r M.TAARABET	Ingénieur (APC de bouinnan)	invité
M ^{me} L.TAFAT	M.A.A	Promotrice

Juin - 2014

Remerciements

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 ma promotrice: M^{me} L.TAFAT de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à 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 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, à mon père.*

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.

Dédicace

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

- ◆ *Mes très chers parents .*
- ◆ *Tous mes frères et sœurs.*
- ◆ *A la mémoire de mon grand frère AHMED.*
- ◆ *A toute ma famille.*
- ◆ *Tout ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans ma formation.*
- ◆ *Tous mes amis de l'école .*
- ◆ *Tous mes amis de la cité somma 3 ;*

ملخص :

يعتبر طرح المياه الفذرة كارثة إيكولوجية و لهذا الغرض يقتضي وجوب تصفية هذه المياه من أجل مكافحة تلوث المحيط و البيئة.

بالاعتماد علي نتائج التحاليل و المعطيات قمنا بتصميم المحطة حيث ارتأينا أن تكون المعالجة البيولوجية عن طريق الحمأة المنشطة كحل لهذه المعضلة الإيكولوجية .

هذه الدراسة تهدف إلى الحد من مشكل وجود المياه الملوثة لبلدية سيدي نعمان ولاية المدية و كذلك إعادة استعمال المياه المطهرة و الحمأة الناتجة في الميدان الزراعي.

RESUME :

Les rejets d'égouts sont considérés comme une catastrophe écologique, pour cela il est nécessaire d'épurer ces eaux usées pour limiter la pollution de l'environnement.

C'est dans ce contexte, et en se basant sur nos résultats expérimentaux, nous avons conçu une station d'épuration par traitement biologique à boue activée comme solution.

Cette étude a pour but d'éviter le problème des eaux usées dans la ville de Sidi Naamane wilaya de Médéa, ainsi la réutilisation des eaux épurées et des boues produites dans le domaine de l'agriculture.

Abstract:

The discharge of sewage can be considered as an environmental disaster and that is why it is necessary to treat wastewater to reduce its pollution. In this context, and based on our experimental results, we designed a treatment plant with biological treatment by activated sludge as a solution to this ecological phenomenon. This study aims to avoid the problem of penetration of wastewater in the city of Sidi Naamane, which is considered as a great phenomenon that threatens the people and the environment, and then the reuse of treated water and sludge in agriculture.

Carte des matières

Introduction générale

CHAPITRE I : Présentation de l'agglomération.

I-1- Introduction.....	2
I-2- Situation géographique de la zone d'étude.....	2
I-3-Aspect géologique.....	3
I-4- Situation topographique.....	3
I-5-Relief.....	3
I-6- Situation hydrographique.....	4
I-7- Données climatologique.....	4
I-7-1- Pluviométrie.....	4
I-7-2- Température.....	5
I-7-3- Régime des vents.....	5
I-7-4-Humidité relative.....	5
I-8- Alimentation en eau potable.....	6
I-8-1- Situation de l'alimentation en eau potable.....	6
I-8-2- Estimation des besoins théoriques en eau potable.....	6
I-9-Réseau d'assainissement.....	6
I-9-1- Situation du rejet des eaux usées.....	6
I-9-2-Etat des lieux ou situation des rejets de la ville.....	7
I.10. Localisation du futur site.....	8
I.11. Situation démographique.....	9
I.12. Les équipements	10
I.13.Conclusion	11

CHAPITRE II: Origine et nature des eaux usées.

II-1-Introduction.....	12
II-2-Définition.....	12
II-2-1-Le type de réseau.....	12
II-2-2-Le raccordement des industries.....	12
II-2-3-La taille de l'agglomération.....	13
II-3-Origine des eaux usées	13
II-3-1-Les eaux usées domestiques	13
II-3-1-1-Eaux de cuisine.....	13
II-3-1-2- Eaux de buanderie	13
II-3-1-3- Eaux de vanes.....	13
II-3-2-Les eaux usées industrielles.....	13
II-3-3-Les effluents agricoles	13
II-3-4-les eaux de ruissellement	13
II.4. La pollution des eaux	14

II-4-1- Les différents types de pollution	14
II-4-1-1-Pollution chimique	14
II-4-1-2-La Pollution organique	14
II-4-1-3-La pollution radioactive.....	15
II-4-1-4-La pollution thermique.....	15
II-4-1-5-La pollution microbienne.....	15
II-4-1-6- la pollution agricole.....	16
II-4-1-7- la pollution par les hydrocarbures.....	16
II-4-2-Les paramètres de pollution.....	16
II-4-2-1-Les paramètres physiques	16
II-4-2-2-Les paramètres chimiques	17
II-4-2-3- Les paramètres microbiologiques	19
II.5.Mesure de la pollution.....	19
II.6.Les normes de rejets.....	20
II-7-Etude sommaire du milieu naturel récepteur et leurs caractéristique.....	21
II-8- Conclusion.....	21

CHAPITRE III : Procédés d'épuration des eaux usées.

III -1-Introduction	22
III-2-prétraitement	22
III -2-1-Dégrillage	23
III -2-2-la dilacération	26
III -2-3-Tamisage	26
III-2-4-Dessablage	27
III -2-5-Dégraissage-déshuilage	27
III -3-Traitement physico-chimique des eaux	28
III -3-1-coagulation	28
III -3-2-floculation.....	29
III -3-3-Neutralisation.....	29
III -3-4-Décantation.....	29
III -3-5-La filtration.....	30
III-4-Traitement primaire.....	30
III-4-1-Classification des matières décantables.....	31
III-4-2-Paramètre à prendre en compte pour un décanteur.....	32
III-4-2-1-Les principaux types de décanteurs.....	32
III-4-3-Coagulation-floculation.....	34
III-4-3-1-Les colloïde en solution.....	34
III-4-3-2-Etat de surface des colloïdes.....	35
III.4.3.3.Déstabilisation des colloïdes.....	35
III-5-Traitement biologiques.....	36
III-5-1-Les procédés intensifs et extensifs.....	37
III-5-1-1Les procédés biologiques extensifs.....	37
III-5-1-2Les procédés biologiques intensifs.....	37

III-5-2-Lit bactérien.....	37
III-5-3-Disques biologiques.....	38
III-5-4-Boues activées	39
III-5-5-Techniques d'épuration par lagunage	40
III-5-5-1-Le lagunage anaérobie.....	40
III-5-5-1-Le lagunage aéré.....	41
III-6-Traitement tertiaire.....	42
III-6-1-Le chlore.....	42
III-6-2-La chloration-déchloration	42
III-6-3-L'ozone.....	43
III-6-4-Le rayonnement ultra violet.....	43
III -6-5-Traitement des boues.....	43
III.6.5.1.L'intérêt du traitement des boues.....	43
III.6.5.2.Les méthodes de traitement des boues.....	43
III.6.5.3.Destination finale des boues.....	46
III -7-Conclusion.....	47

CHAPITRE IV : Dimensionnement des ouvrages.

IV.1. Introduction	48
IV.2. Dimensionnement des ouvrages de la Station d'épuration.....	48
IV.2.1.Etude de la variante à moyenne charge.....	49
IV.2.1.1. Prétraitements.....	49
IV.2.1.2. Le traitement primaire (décantation primaire).....	55
IV.2.2.1. Les traitements secondaires	57
IV.2.2.2Traitement tertiaire (désinfection)	66
IV.2.1.3. Traitement des boues.....	68
IV.2.2Etude de la variante à faible charge.....	73
IV.2.2.1 Dimensionnement du bassin d'aération.....	73
IV.2.2.2Calcul du clarificateur (décanteur secondaire).....	76
IV.2.2.3 Traitement tertiaire (désinfection)	78
IV2.2.4.Traitement des boues	79
IV.3. Conclusion	81

CHAPITRE V : Calcul hydraulique.

V.1.Introduction	82
V.2.Emplacement des ouvrages dans le site de la station	82
V.3.Déversoir d'orage	82
V .3.1.Dimensionnement du déversoir d'orage	83
V.4.Dimensionnement de la conduite de fuite	83
V.5.Profil hydraulique	83
V.5.1.Cotes moyennes du terrain naturel des zones d'implantation des ouvrages.....	84
V.5.2.Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages :	85
V.5.3.Calcul des cotes piézométriques des différents ouvrages	86
V.5.4.Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages.....	86
V. 6.Conclusion	88

CHAPITRE VI : Hygiène et sécurité de travail .

VI-1- Introduction	89
VI-2-Risques de circulation.....	89
VI -3- Risques de manutention.....	89
VI -4- Risque d'incendie et d'explosion	90
VI -5-Risque d'intoxication.....	90
VI -6-Risque mécanique	90
VI -7-Risque aux réactifs.....	91
VI -8-Risque électrique.....	91
VI -9-Risque infectieux.....	92
VI -10-Conclusion	93

Conclusion générale

Liste des tableaux

Tableau I.1: précipitation mensuelles.....	5
Tableau I.2: températures moyennes	5
Tableau I.3 : vitesses de vent	5
Tableau I.4: humidité mensuelles moyennes (%)	5
Tableau I.5: besoins en eau potable.....	6
Tableau I.6: évolution du nombre d’habitants à différent du chef lieu de Sidi Naamane.....	9
Tableau I.7: les équipements existant à Sidi Naamane.....	10
Tableau II.1: germes pathogène rencontrés dans les eaux usées	15
Tableau II.2 : le mode de traitement en fonction du rapport (DCO/DBO).....	18
Tableau II.3 : Paramètres de pollution.....	19
Tableau II.4: les normes de rejet	20
Tableau II.5 : les caractéristique Morpho-métrique sommaire de bassin versant.....	21
Tableau III.1: Dispositifs de nettoyage des grilles	24
Tableau IV.1: Donnés de bases	51
Tableau IV.2: Espacement et épaisseur des barreaux.....	51
Tableau IV.3: les valeurs de \square	53
Tableau IV.4: les résultats de dimensionnement de dégrilleur pour les deux horizons.....	53
Tableau IV.5 : Dimensionnement du dessableur-déshuileur.....	56
Tableau IV.6: Les valeurs de la vitesse limite en fonction de $Q_{moy h}$	57
Tableau IV.7: Dimensions du décanteur primaire pour les deux horizons.....	58
Tableau IV.8: Résultats de calcul d’aérateur pour l’horizon 2045.....	65
Tableau IV.9: résultats de dimensionnement du bassin de désinfection pour les deux horizons.....	68
Tableau IV.10: Les résultats de dimensionnement de l’épaississeur, stabilisateur aérobie et le lit de séchage (2030 et 2045).....	72
Tableau IV.11: Résultats de calcul d’aérateur et le décanteur secondaire pour les deux horizons.....	78
Tableau IV.12: Les résultats de dimensionnement de l’épaississeur et le lit de séchage (2030 et 2045).....	81
Tableau V.1: Côtes moyenne du terrain naturel de la zone d’implantation des différents ouvrages de la station.....	85
Tableau V.2: Longueurs des conduites entre les ouvrages de la station	85
Tableau V.3: Récapitulatif des différentes cotes des ouvrages de la STEP.....	88

Liste des figures

Figure.I.1 : Situation géographique de la région d'étude	3
Figure.I.2 : Situation topographique de la région d'étude	4
Figure.I.3 : Situation du rejet des eaux usées.....	7
Figure.I.4 : Carte localisation du rejet des eaux usées de la ville de Sidi Naamane sur carte topographique Beni Slimane (Est Ouest)	8
Figure.I.5 : état actuelle du site d'implantation	9
Figure .II.1 : Carte réseau hydrographique sur carte topographique de Beni Slimane.....	21
Figure.III.1 : Principe d'épuration d'une eau usée.....	22
Figure.III.2 : Degrilleur courbe.....	23
Figure.III.3 : Photo d'une grille grossière et fin.....	24
Figure.III.4 : rétention mécanique des déchets qui sont ensuite pressés et Evacués.....	25
Figure.III.5 : Tamis rotatif.....	26
Figure.III.6 : Ouvrage de dessableur- déshuileur.	28
Figure.III.7 : Essai de coagulation dans une usine de traitement.....	29
Figure.III.8 : Coupe d'un lit filtrant vertical planté de roseaux.....	30
Figure.III.10 : Décanteur primaire.....	31
Figure.III.11 : Décanteur cylindro-conique	32
Figure.III.12 : Décanteur circulaire à raclage mécanique	33
Figure.III.13 : Décanteur longitudinal à pont racleur	34
Figure.III.14 : état de surface des colloïdes.....	35
Figure.III.15 : Processus de coagulation, floculation et de sédimentation	36
Figure.III.16 : Schéma du principe du lit bactérien	38
Figure.III.17 : Schéma du principe du bio disque.....	39
Figure.III.18 : Schéma du principe d'épuration à boues activées.....	39
Figure.III.19 : Schéma d'un lagunage naturel	40
Figure.III.20 : Les mécanismes mis en jeu dans les bassins de lagunage naturel.....	41
Figure.III.21 : Lagunage aéré	42
Figure.VI.1 : Les situations à risque.....	92
Figure.VI.2 : Type de risque.....	93

Liste des planches

Planche 1 : plan topographique de la STEP de Sidi Naamane (W .Médea) ;

Planche 2: Vue en plan de la STEP de Sidi Naamane (W .Médea);

Planche 3 : -Profil hydraulique (variant N°01) de la STEP de Sidi Naamane
(W .Médea);

- Profil hydraulique (variant N°02) de la STEP de Sidi Naamane
(W .Médea);

Planche 4 : Ouvrages de traitement des eaux ;

Planche 5 : Ouvrages de traitement des boues.

Introduction générale

Si l'on a pu depuis longtemps se débarrasser des eaux usées en les rejetant dans les cours d'eau, c'est que d'une part ces eaux 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.

Ces rejets augmentent du fait de l'industrialisation et l'élévation de niveau de vie de la population, les capacités d'auto-épuration sont jugées dépassées ce qui pousse les chercheurs à développer plusieurs techniques pour l'amélioration du rendement épuratoire.

Dans ce cadre, les efforts d'investissement de notre pays, fournis durant les années 70 ont permis l'émergence de très nombreuses stations d'épuration urbaines et industrielles. Cela démontre le noble objectif poursuivi, à savoir la préservation de la santé publique et du milieu naturel ainsi que la protection des ressources en eau potable tant superficielles que souterraines. Cependant, on a constaté que cet objectif n'a malheureusement pas été atteint. De part, la complexité de la gestion, le manque du personnel qualifié et de la réalité algérienne, la majorité de ces stations sont à l'arrêt ou fonctionnent mal, ce qui conduit à une pollution de plus en plus accrue des cours d'eau et de nappes phréatiques.

Face à cet état de lieux, la réhabilitation de certains de ces stations s'avère plus qu'indispensable.

Notre étude permettra le dimensionnement d'une station d'épuration de Sidi Naamane comme solution aux désagréments et nuisances causés par les rejets d'eaux usées, celle-ci permettra de ce fait la réutilisation des eaux ainsi que des boues d'épuration.

L'étude se déroulera comme suit, la présentation de l'agglomération, une partie théorique sur l'origine et nature des eaux usées, procédés d'épuration des eaux usées, Dimensionnement des ouvrages, calcul hydraulique, et nous avons terminé par une partie sur l'hygiène et sécurité de travail.

Nous avons retenues deux variantes de dimensionnement à savoir, faible et moyenne charge ; Le dimensionnement se fera pour deux horizons 2030 et 2045 (extension).

I.1. Introduction :

Avant toute élaboration d'un projet la collecte des données concernant le site est la première chose à faire. Pour mieux gérer le projet.

Les études préliminaires à réaliser sont :

- ✓ Situation géographique de la zone d'étude ;
- ✓ Aspect géologiques ;
- ✓ Situation topographique ;
- ✓ Situation hydrographique ;
- ✓ Localisation du futur site ;
- ✓ Situation démographique;
- ✓ Données climatologique.

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

La commune de Sidi Naamane fait partie du territoire de la willaya de Médéa d'une surface de 11673 ha. Elle se situe au versant sud de l'Atlas Blideen , plus précisément dans la partie méridionale de la crête des Beni-Gitoune, et la forêt de Grinane. Elle constitue une portion au Nord-Ouest de la plaine de Beni Slimane. Elle est limitée par :

- La commune de Baata au Nord ;
- la commune de Bouchrahil à L'Est ;
- la commune de khams Djouamaa au Sud ;
- la commune d'Ouled Brahim et El-Omaria à L'Ouest.

Le chef lieu de la commune n'est distant que de 13 km D'el-Omaria, et de 52 km de la ville de Médéa

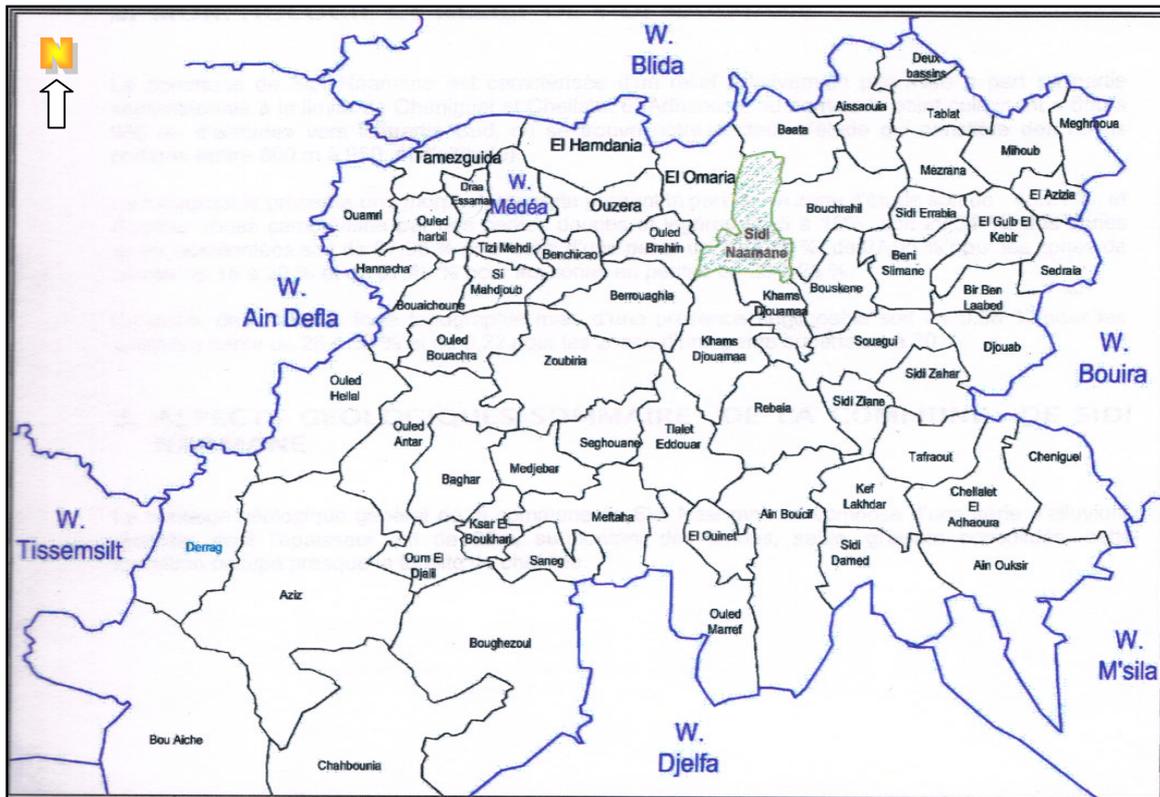


Figure I.1 : Situation géographique de la région d'étude.

I.3.Aspect géologiques :

Le contexte géologique général de la commune Sidi Naamane se compose d'une série d'alluvions récentes dont l'épaisseur est de 20 m, surmontant des limons, sable, graviers consolidés, cette formation occupe presque la totalité de chef lieu.

I.4.Situation topographique :

La topographie présent une morphologie plat prenant la part de la zone d'étude soit de 46,21%, et d'autre zones caractérisée par des pentes douces et légères de 5 à 10 % soit 29,34%, des zones assez accidentées soit de 07,96 % pour ceux d'une pente de 10 à 15 %, de 07,06 % pour les zones de pentes de 15 à 20 % et de 07,46 % pour les zones en pentes de 20 à 25 %.

En outre, des zones à forte topographie mais d'une présence négligeable soit de 0,58 % pour les zones en pente de 25 à 30 % et de 0.22 pour les zones d'une pente supérieure à 30 %.

I.5.relief:

La commune de Sidi Naamane est caractérisée d'un relief relativement plat mise a part sa partie septentrionale à la limite de Cheiguel et Chellalet El Adhaoura, ou domine le point culminant « 850 à 950 m d'altitude » vers la partie Sud, où se trouve notre secteur d'étude qui constitue des reliefs compris (entre 800 m à 950 m d'altitude



Figure I.2 : Situation topographique de la région d'étude.

I.6.Situation hydrographique :

La commune de Sidi Naamane est drainée par les deux oueds traversés, tel que Oued El Besbes et Oued El Maleh, ces derniers déversent dans L'oued El Dhrat.

Ces oueds sont répartir comme suite :

- 1- Oued El besbes au Sud Ouest ;
- 2-Oued El Maleh au Sud Est.

I.7.Données climatologique :

La commune de Sidi Naamane se caractérise par un climat méditerranéen à cause de sa situation géographique au sein des hauts plateaux.

L'hiver est rude, pluvieux et froid, le printemps et l'automne bénéficient de pluies torrentielles, quant à l'été, il est chaud et sec.

Notons que les pluies diluviennes, tombant sur les argiles, forment des bad-lands qui se traduisent sur la topographie par un chevelu de ravins étroits et profonds sans terre végétale.

Les données climatiques concernant le site sont données comme suit :

I.7.1. Pluviométrie :

La précipitation se caractérise par une irrégularité annuelle présentant ainsi un phénomène très net de la pluviométrie méditerranéenne.

Le tableau ci-après donne des moyennes pluviométriques sur une douzaine d'années

Tableau I.1 : précipitation mensuelles.

Désignation	Sept	oct	Nov	Dec	Jan	fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Août	Tot
Quantité de pluie (mm)	21	43	80	92	97	76	69	45	46	19	01	04	593
Nombre de jours de pluies	03	06	07	08	08	07	08	06	06	08	01	01	63

Source : POS DE SIDI NAAMANE 2009

I.7.2. Température :

La connaissance des températures dans une région ainsi que la maîtrise de leurs variations sont autant d'éléments fondamentaux qui conditionnent les potentialités hydriques, particulièrement par l'effet de l'évapotranspiration en matière de bilan de l'eau.

La région est caractérisée par des températures basses en hiver et élevées en été.

Les jours de gel oscillent entre 3 et 7 jours, la neige peut tomber pendant la mauvaise saison.

Tableau I.2 : Températures moyennes.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Tair(°C)	-9,4	4	4,7	5,6	8,1	12	17	37	22	8,1	3,7	1,7

Source: ONM

I.7.3. Régime des vents :

Les vents dominants viennent l'Ouest et Nord et soufflent pendant la saison froide et pluvieuse. Lors de cette saison, de grande pression s'installe sur le Tell dont elle subit des influences des systèmes de vents violents et variables en été.

Tableau I.3 : Vitesses du vent.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Vitesse du vent (m/s)	2.7	3.0	3.1	3.1	3.1	3.0	2.8	2.8	2.7	2.4	2.5	2.6

Source: ONM

I.7.4. Humidité relative :

C'est un élément important du cycle hydrologique contrôlant l'évaporation du sol et la couverture végétale et qui représente un degré de saturation de l'air en vapeur d'eau. Les données d'humidité relative mensuelles moyennes sont présentées au tableau ci-dessous :

Tableau I.4: Humidité mensuelles moyennes (%)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Humidité (%)	79	74	70	72	71	59	58	55	63	66	77	78

Source : ONM

La moyenne annuelle de la région est de 67 %. Ses valeurs maximales sont atteintes en Décembre, Janvier (78 et 79 %) et minimales en Aout (55 %).

I.8. Alimentation en eau potable :

I.8.1. Situation de l'alimentation en eau potable :

Le chef lieu de Sidi Naamane est actuellement alimenté par un réservoir de capacité de 500 m³.

Ce volume est assuré par deux sources :

- Forage de capacité 1382,4 m³/j ;
- Puits d'une capacité de 86,4 m³/j.

L'agglomération du chef lieu dispose d'un réseau de distribution. Cette distribution est assurée par des conduites de différentes natures PEHD, ACIER,

I.8.2. Estimation des besoins théoriques en eau potable :

L'estimation du débit moyen de consommation (Q_{moy}) est calculée sur la base d'une dotation hydrique de 200 l/j/hab.

Débit des équipements → 20 % des besoins en eau potable.

Tableau I.5: Besoins en eau potable.

L'horizon	2008	2009	2010	2015	2020	2030	2045
Population	6500	6604	6710	7264	7864	9217	11694,5
Besoins journaliers moyen en eau potable $Q_{j\ moy}$ (m ³ /j)	1300	1320,8	1342	1452,8	1572,8	1843,4	2338,9
Besoins journaliers moyen des équipements Q_{jmoy} (m ³ /j)	260	264,16	268,4	290,56	314,56	368,68	467,8
Besoins journaliers moyens totaux $Q_{j\ moy}$ (m ³ /j)	1560	1585,0	1610,4	1743,4	1887,4	2212,0	2806,7

Source : méthodologie de calcul, voir document 083/002/A.....page4

I.9. Réseau d'assainissement :

I.9.1 Situation du rejet des eaux usées :

La commune de Sidi Naamane est dotée d'un réseau d'évacuation en système unitaire, composé par des collecteur de dimensions qui varient entre diamètre (315 et 600 mm) et qui déverseront dans le collecteur existant 600 mm d'une part et vers un bassin de décantation d'autre part.

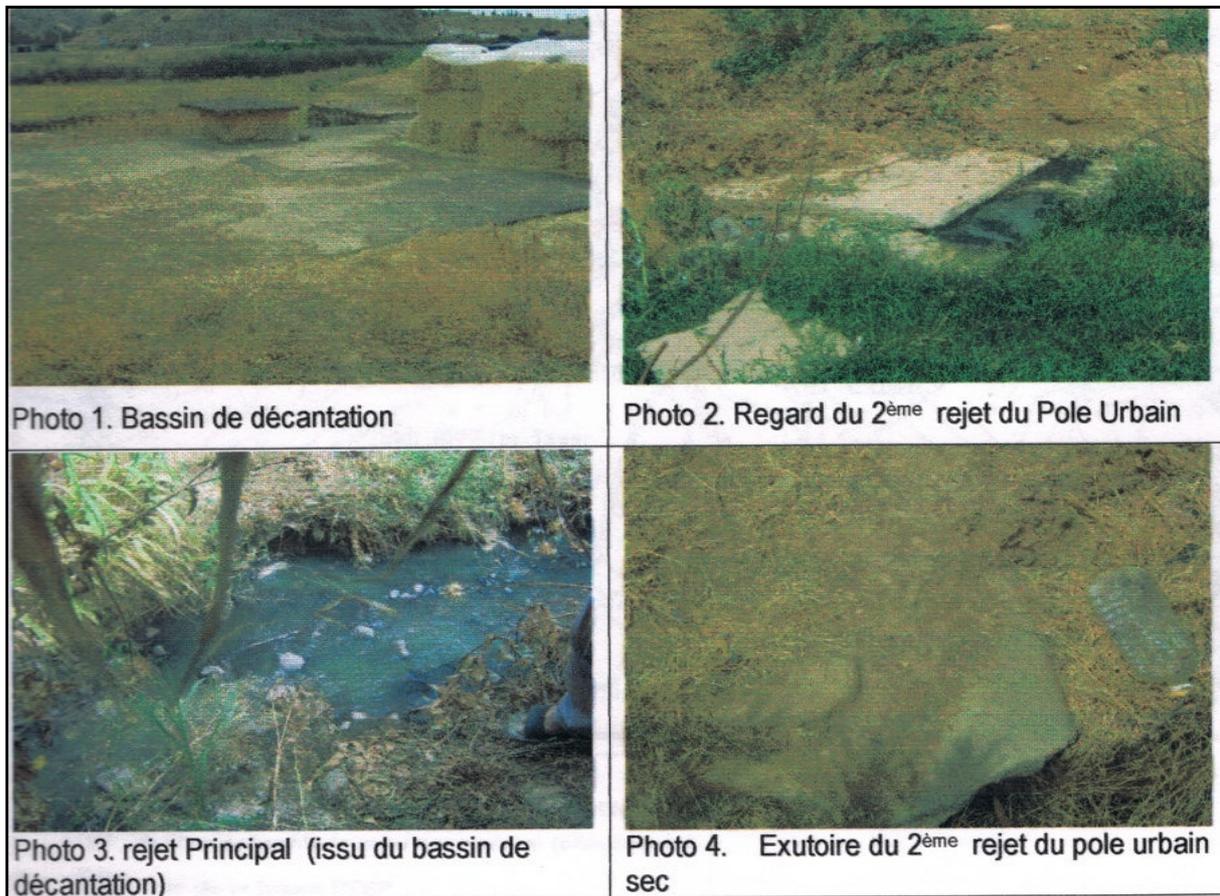


Figure I.3 : Situation du rejet des eaux usées.

I.9.2. Etat des lieux ou situation des rejets de la ville :

Lors de notre investigation sur terrain a niveau de la ville de Sidi Naamane, nous avons découvert que cette ville et deux rejets qui sont :

1^{er} rejet : ce rejet est considéré comme étant le rejet principal de la ville, sauf qu'il déverse dans un bassin de décantation sans décantation adéquate. En effet, ce bassin ne subi aucun entretien.

2^{ème} rejet : ce dernier est issu du pôle urbain de la partie Est de ville d'où son exutoire a été découvert sec. Après une enquête sur terrain, nous avons constaté qu'il y avait un débordement des eaux de cette partie de la ville au niveau du collecteur de rejet en amont de l'exutoire.

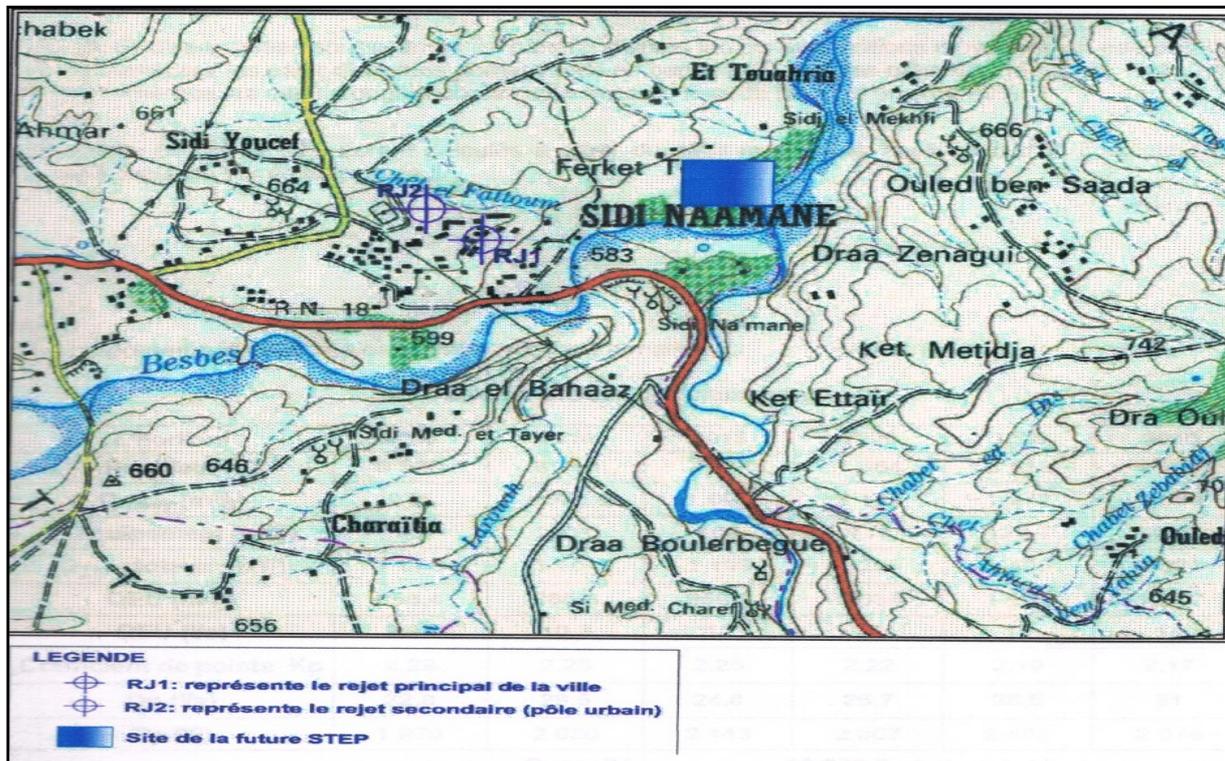


Figure I.4: carte localisation du rejet des eaux usées de la ville de Sidi Naamane sur carte Topographique beni Slimane (Est Ouest) à l'échelle 1/50000.

I.10. Localisation du futur site :

Lors de la sortie sur terrain 14/10/2009, un site a été retenu afin d'abriter la future STEP à Sidi Naamane qui se situe à environ 1,5 km au Nord – Est de l'ACL sur la rive gauche de l'Oued Besbes.

Les coordonnées du site sur la carte topographique de Beni Slimane 1/50000 sont :

$$X= 512682 \text{ m}$$

$$Y= 4007683 \text{ m}$$

Ce choix est conditionné par le fait que tous les rejets de la ville Sidi Naamane aboutissent au site.

En conclusion, le site arrêté aura un prolongement de la canalisation existante, avec un diamètre qui sera arrêté dans l'élaboration des phases suivante.



Figure I.5 : état actuelle du site d’implantation de la STEP.

I.11. Situation démographique :

Pour pouvoir déterminer les débits d’eaux usées d’origine domestique à traiter, il est nécessaire d’évaluer la population desservis et son évolution en fonction du temps.

Pour déterminer la population future, plusieurs méthodes donnent des relations plus ou moins approximatives selon les caractéristiques de la ville considérée. Dans notre cas, nous avons opté pour la méthode dite à taux de croissance géométrique qui stipule que la croissance est directement proportionnelle a la population actuelle, soit :

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

Avec :

- P : population future à l'horizon considéré ;
- P0 : population à l’année de référence 2008;
- t : taux d'accroissement annuel de la population en %
t=1,6 % ;(d’après les services de l’APC)
- n : nombre d'année séparant l'année de référence à l'horizon considéré.

Le nombre d’habitant actuellement du chef lieu de Sidi Naamane selon le **R.G.P.H** de l’an 2008, est de 6500 habitants (Source Monographie de la Wilaya de Médéa). Le taux d’accroissement arrête est de 1.6%.

Tableau I.6 : Evolution du nombre d’habitants à différent terme du Chef lieu de Sidi Naamane.

L’horizon	2008	2010	2015	2030	2045
Population Sidi Naamane	6500	6710	7864	9217	11694,5

Source : méthodologie de calcul, voir document 083/002/A.....page2

I.12. Les équipements :

D'après l'étude élaborée par le bureau d'étude bureau ARCO-2H, le tableau suivant dénombre clairement tous les équipements existants situés au niveau de l'agglomération chef lieu de Sidi Naamane.

Tableau I.7 : Les équipements existants à Sidi Naamane.

Classe d'équipements	Nom de l'équipement	Nombre
Administration	APC	01
	Daïra	01
Education	Ecole	03
	CEM	03
	Lycée	01
	Crèche	01
	Centre de formation	01
Culture	Maison de jeunes	01
	Bibliothèque	01
	Mosquées	02
Commerce	Centre commercial	01
	Marché hebdomadaire	01
	Locaux	100
Sanitaire	Salles de soin	01
	Centre de santé	01
Equipements Militaires	Gendarmerie	01
	Police communale	01
Autres	Stade	01
	Sûreté Daïra	01
	Recette communale	01
	Terrain combiné	01
	P.T.T	01
TOTAL DES EQUIPEMENTS		126

I.13.Conclusion :

D'après les calculs préliminaires quant à l'évolution de la population, ont donné un résultat d'environ 9217 habitants à l'horizon 2030 soit moins de 50 % de la population.

En effet, le débit rejeté engendrera un volume d'eaux usées à traiter d'environ 102 l/s et pouvant ainsi contaminer le milieu récepteur (Oued Besbes).

Afin d'éviter cette nuisance, un système d'épuration devra être projetée, qui aura pour objectif la protection de l'environnement et un traitement adéquat pour une réutilisation de ces eaux.

Après analyse et traitement des données collectées lors de la mission de reconnaissance qui a eu lieu du 12 au 15/10/2009 et ponctué par un PV en date du 15/10/2009, le BET conclut que la charge polluante à traiter est de 10200 équivalents habitants avec un débit moyen journalier en eaux usées d'environ 1796,66 m³/j (102 l/s).

II.1. Introduction :

Les eaux de surfaces constituent un écosystème où règne une communauté d'êtres vivants qui établissent des relations et interactions entre eux et leur milieu. Dans ce fragile équilibre, un seul facteur de l'écosystème est modifié, et c'est l'équilibre qui est perturbé.

C'est ainsi que la présence ou la surabondance d'un élément dans un écosystème dont il est normalement absent constitue une pollution. Nos eaux usées contiennent de nombreux éléments polluants. Ces polluants s'ils se retrouvent directement dans les milieux naturels, perturbent les écosystèmes.

Les eaux usées nécessitent d'être traitées avant leur évacuation dans le milieu récepteur, la protection de l'environnement en dépend.

II.2. Définition :

Ce sont des eaux domestiques et industrielles véhiculant des déchets. La question de l'élimination des eaux usées a revêtu une importance croissante au début des années soixante-dix, compte tenu de la préoccupation générale exprimée partout dans le monde face au problème de plus en plus important de la pollution de l'environnement humain, de l'atmosphère, des rivières, des lacs, des océans et des eaux souterraines par les déchets ménagers, urbains, agricoles et industriels.

L'importance des rejets urbains dépend de certains facteurs notamment :

- Du type de réseau ;
- Des industries raccordées ou non au réseau ;
- La taille de l'agglomération.

II.2.1. Le type de réseau :

Les principaux systèmes de collecte utilisés en assainissement sont :

- Le système unitaire qui reçoit dans les mêmes canalisations les eaux usées et les eaux pluviales.
- Le système séparatif comportant deux réseaux de canalisation différents, l'un pour les eaux pluviales et l'autre pour les eaux usées.
- Le système pseudo-séparatif, et actuellement peu utilisé, ce système divise les apports d'eaux pluviales en deux parties.

II.2.2. Le raccordement des industries :

Le raccordement des rejets industriels aux égouts urbains permet d'obtenir un mélange d'eau usée trop chargé. Certaines d'entre elle doivent faire l'objet d'un prétraitement de la part des industriels avant d'être rejetées dans les réseaux de collecte.

Elles ne sont pas mélangées aux eaux domestiques que lorsqu'elles ne présentent plus de danger pour les réseaux de collecte et ne perturbent pas le fonctionnement des stations de dépollution.

II.2.3. La taille de l'agglomération :

Le volume d'eaux usées rejeté va généralement croissant avec la taille de l'agglomération par suite de certaines différences d'habitudes de vie, le niveau de développement et suivant la tarification de la consommation d'eau potable. [1]

II.3.Origine des eaux usées :

Suivant l'origine des eaux polluantes on peut distinguer :

II.3.1.Les eaux usées domestiques :

Les eaux usées domestiques peuvent provenir de trois origines possibles :

II.3.1.1.Eaux de cuisine :

Ce sont les eaux correspondantes à la préparation des aliments, aux vaisselles. elles sont riches en matières grasses plus ou moins émulsionnées par les détergents.

II.3.1.2.Eaux de buanderie :

Ce sont les eaux de lavage des locaux, elles contiennent des détergents, des savons plus ou moins émulsionnés avec des graisses.

II.3.1.3.Eaux de vannes :

Ces eaux très riches en matières hydrocarbonées, en azote et en phosphore, représentent un substrat adapté aux procédés du traitement biologique, mais elles peuvent contenir des éléments pathogènes (bactéries, virus, et parasites divers).

II.3.2.Les eaux usées industrielles :

Provenant des usines, elles sont caractérisées par une grande diversité, suivant l'utilisation de l'eau. Tous les produits ou sous-produits de l'activité industrielle se retrouve concentrée dans l'eau :

- Matières organiques et graisses (industrie agroalimentaire, équarrissage, ...) ;
- Sels métalliques (traitement de surface, métallurgie) ;
- Acides, bases, produits chimiques divers (industrie chimique, tannerie ...) ;
- Eau chaude (circuit de refroidissement des centrales thermiques) ;
- Matières radioactives (centrales nucléaires, traitement des déchets radioactifs).

II.3.3.Les effluents agricoles :

Les effluents agricoles renferment diverses substances, d'origine agricole ou animale. Il s'agit de solutions d'engrais lessivées par les sols fortement fertilisés, des produits phytosanitaires (pesticides) et des déjections animales (purins et lisier de bétail).

II.3.4.Les eaux de ruissellement :

Ce sont essentiellement les eaux de pluie et de lavage des chaussées. Les eaux de pluie sont caractérisées par un débit fortement variable, présentant des valeurs moyennes à fortes variations saisonnières à l'intérieur desquelles la répartition des débits est aléatoire.

La pollution entraînée est maximale en début de précipitation. Elle correspond au lavage des toits et chaussées. Elle décroît ensuite fortement en cas de pluie persistante.

Les polluants sont en majorité des matières en suspension d'origine minérale, mais aussi des hydrocarbures provenant de la circulation automobile. On y trouve aussi des polluants de l'atmosphère (poussière, oxyde d'azote NOx, oxyde de soufre SOx, du plomb, etc.).

II.4.La pollution des eaux :

L'eau est le récepteur de rejets d'habitations, de collectivités et d'industries. Il est donc inévitable qu'il y ait des souillées. Celles-ci s'infiltrent dans le sol où elles peuvent polluer les eaux souterraines ; ou bien s'écoulent sur le sol ou dans les égouts et sont évacuées soit dans le cours d'eau, soit directement dans la mer. Il est à considérer, de façon générale, que la pollution des eaux est une conséquence de l'homme mis à part les phénomènes naturels.

II.4.1.Les différents types de pollution :

Les causes de la pollution se sont étendues avec l'accroissement de la population et le développement accéléré des techniques industrielles modernes. selon leur nature, on distingue divers types de pollution :

II.4.1.1.La pollution chimique :

La pollution chimique de l'eau devient de nos jours une préoccupation de la santé publique, qui prend des formes multiples. Certaines formes de pollution chimique échappent souvent aux méthodes ordinaires de traitement de l'eau et posent par conséquent des problèmes complexes de pollution, tant au niveau des eaux de surfaces, qu'au niveau des nappes souterraines. La pollution chimique de l'eau est due essentiellement aux déversements des polluants organiques et des sels, des métaux lourds par les unités industrielles. Le plus souvent, ces industries rejettent vers le milieu naturel plusieurs catégories de polluants, dont les plus menaçants sont les métaux lourds.

L'enrichissement des sols pour intensifier l'agriculture, par diverses catégories d'engrais et de pesticides, est également à l'origine de la pollution chimique des nappes souterraines.

Les polluants chimiques sont classés à l'heure actuelle en cinq catégories :

- Les substances chimiques dites « indésirables » ;
- Les pesticides et produits apparents ;
- Les substances toxiques ;
- Les détergents et les colorants.

II.4.1.2. La pollution organique :

Elle est engendrée par le développement des eaux usées domestiques ou des eaux résiduaires provenant des industries textiles, papeteries, industrie de bois, de raffineries et d'abattoirs. Ces matières organiques qui se présentent aussi bien

en suspension (particules solides) qu'en solution dans l'eau sont appelées à devenir des polluants lorsqu'elles sont déversées en quantités massives ou de façon répétée dans les espaces limités.

Les matières organiques peuvent être biodégradables c'est-à-dire susceptibles d'être détruites par autoépuration grâce aux micro-organismes présents dans l'eau qui se nourrissent de cette pollution, mais entraînent en contre partie une consommation importante d'oxygène dissous. d'autres matières peuvent être non biodégradables.

II.4.1.3. La pollution radioactive :

La radioactivité libérée dans l'eau peut provenir d'une radioactivité naturelle (certaines eaux d'origine profonde), ou d'une contamination liée à des retombées atmosphériques (explosion nucléaire), des champs de rayonnements d'origine industrielle ou enfin des contaminations accidentelles de l'eau à partir des rejets des installations des centrales nucléaires.

II.4.1.4. La pollution thermique :

Ce type de pollution est causé par les rejets d'eaux chaudes provenant des systèmes de refroidissement des centrales thermiques ou nucléaires en particulier. Ces eaux chaudes provoquent la réduction de la teneur en oxygène dissous dans l'eau et peut avoir des actions néfastes sur la faune.

II.4.1.5. La pollution microbienne :

C'est une pollution d'origine humaine ou animale ; elle est engendrée par les rejets urbains. elle est dangereuse surtout s'il y'a dans l'eau des micro-organismes pathogènes (E-coli, streptocoque fécaux...) qui peuvent être à l'origine des maladies infectieuses.

Les germes pathogènes susceptibles d'être présents dans les eaux usées sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : germes pathogènes rencontrés dans les eaux usées [2]

Germes	Organismes	Maladies
Les bactéries pathogènes	Salmonelles Shigelles	Typhoïde Dysenterie
Entérobactéries	Colibaciles Leptospires Mycobactéries	Tuberculose
Vibrions	Vibrio coma	Choléra

Les virus	Entérovirus Réovirus Adénovirus Rotavirus	Poliomyélite, méningite Affections respiratoires Diarrés
Les parasites Les champignons	Taenia, ascaris	Lésions viscérales Eczémas, maladies de la peau

II.4.1.6. La pollution agricole :

Elle est causée principalement par l'utilisation irrationnelle des engrais chimiques et de pesticides.

II.4.1.7. La pollution par les hydrocarbures :

Les hydrocarbures sont divisés en deux groupes de substances :

- Les composés organiques volatiles (C.O.V) sont représentés surtout par les alcènes, les benzènes, le toluène. Ce sont des produits qui peuvent être déversés accidentellement dans le milieu naturel (par exemple par les fissures des réservoirs de stockage, enfouis-en sous sol).
- Les hydrocarbures aromatiques polycycliques (H.A.P.), les hydrocarbures responsables de la pollution des eaux peuvent provenir de nombreuses sources :

Les effluents éliminés par l'industrie pétrolière, pétrochimie, les ateliers de sidérurgie, les usines à gaz, les citernes, les réservoirs et les navires pétrolières.

II.4.2. Les paramètre de pollution :

II.4.2.1. Les paramètres physiques :

II.4.2.1.1. La température :

La température est un paramètre dont le contrôle est indispensable surtout en présence d'effluents industriels. Ce paramètre peut influencer sur la solubilité des sels, la concentration de l'oxygène dissout et sur l'activité microbienne. [3]

II.4.2.1.2. 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.4.2.1.3. 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.4.2.1.4. Les matières en suspension (M.E.S) :

Il s'agit de matières qui ne sont ni solubilisées ni colloïdales, elles comportent des matières organiques et des matières minérales créent généralement une pollution et causent de sérieuses nuisances.

Deux techniques sont actuellement utilisées pour la détermination de la matière en suspension (séparation par filtration, centrifugation).

Les teneurs en MES sont obtenues après séchage à 150 C°. [3]

II.4.2.1.5. Matières minérales :

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

Les sels, les nitrates, les chlorures, les phosphates, les ions métalliques.

Ces substances suscitent :

- Peuvent causer des problèmes sanitaires à l'individu ;
- Perturbent l'activité bactérienne en station d'épuration ;
- Affectent sérieusement les cultures. [4]

II.4.2.1.6. Matières décantables et non décantables :

On appelle matières décantables les matières qui sont capables de se décanter au bout de deux heures, au-delà ce sont des matières non décantables ; ces dernières restent dans le surnageant et vont être dirigées vers le traitement biologique.

II.4.2.2. Les paramètres chimiques :

II.4.2.2.1. Le PH :

Le pH indique la concentration en ions H⁺ présent dans l'eau. En milieu aérobie le pH favorable au micro-organisme est de 5 à 9 et de 6 à 8 en milieu anaérobie

II.4.2.2.2. L'oxygène dissous :

L'oxygène toujours présent dans l'eau, n'en est pas un élément constitutif. sa solubilité est fonction de la température, de la pression partielle dans l'atmosphère et de la salinité. L'oxygène dissous conserve ses propriétés oxydantes, soit par une réaction purement chimique, soit par des phénomènes électrochimiques d'où son importance dans le phénomène de corrosion.

La teneur de l'oxygène dans l'eau dépasse rarement 10mg/l. Elle est fonction de l'origine de l'eau : les eaux superficielles contiennent des quantités relativement importantes proches de la saturation ; par contre, les eaux profondes n'en contiennent le plus souvent que quelques milligrammes par litre.

II.4.2.2.3. La demande biochimique en oxygène (DBO5) :

La demande biochimique en oxygène est la quantité d'oxygène exprimée en mg/l et consommée dans les conditions de l'essai d'incubation à 20°C et à l'obscurité, pendant 5 jours pour assurer par voie biologique l'oxydation des matières organiques. Pour être complète l'oxydation biologique demande un temps de 21 à 28 jours. On obtient alors la DBO ultime.

Par convention, la DBO ultime, trop longue à aboutir, est remplacée par la DBO₅, c'est-à-dire par la quantité d'oxygène consommée après 5 jours d'incubation. La DBO₅ ne représente normalement que la pollution carbonée biodégradable.

II.4.2.2.4. La demande chimique en oxygène (DCO) :

La DCO représente la quantité d'oxygène nécessaire pour la dégradation chimiquement de toute matière contenue dans les eaux qu'elle soit biodégradable ou non.

L'oxydation est rendue maximale en utilisant un oxydant qui est très fort, c'est le $K_2Cr_2O_7$ et en présence d'un catalyseur ($AgSO_4$). Ce test est particulièrement important pour apprécier le fonctionnement d'une station d'épuration. Il permet l'oxydation de 95% environ des matières organiques.

⇒ La notion de biodégradabilité :

La biodégradabilité traduit l'aptitude d'un effluent aqueux à être décomposé ou oxydé par les micro-organismes qui interviennent dans le processus d'épuration biologique des eaux.

La biodégradabilité est exprimée par le rapport : DCO / DBO

Ce rapport est proche de 1,5 pour les eaux de vanne ; toute élévation de ce rapport indique qu'il y'a présence d'une pollution industrielle.

Ce rapport renseigne aussi sur le mode de traitement à suivre comme s'est indiqué dans le tableau suivant :

Tableau II.2 : le mode de traitement en fonction du rapport (DCO/DBO) [5]

DCO/DBO	Mode de traitement
$1 < DCO/DBO < 2$	Traitement biologique
$2 < DCO / DBO < 3$	Traitement biologique avec adaptation de la couche microbienne
$DCO / DBO > 3$	Traitement physico-chimique

II.4.2.2.5. Les nutriments :

➤ Le phosphore :

Le phosphore se trouve dans l'eau sous deux formes :

- la forme minérale : orthophosphate, polyphosphate)
- la forme organique : dissoute et particulaire

L'origine du phosphore peut être urbaine, industrielle ou agricole. Les apports les plus importants sont ceux de la population.

➤ L'azote :

Il peut être d'origine :

- anthropique : rejets urbains et industriels.
- Naturelle : atmosphérique

Dans les eaux domestiques la concentration globale en azote total (NTK) est de l'ordre de 15 à 20% de la DBO_5 .

II.4.2.3. Les paramètres microbiologiques :

Les eaux usées contiennent aussi des contaminants microbiologiques (Bactéries, virus, pathogènes et parasites).

Le rejet des eaux usées des milieux de baignade ou de zones d'élevage de coquillage fait courir un risque pour la santé publique.

L'eau est un milieu privilégié de la transmission de maladies hydrique qui se fait par une simple injection d'eau infectée et qui peut se propager très rapidement dans les pays qui ne disposent pas de bonnes conditions d'hygiène.

II.5. Mesure de la pollution :

C'est l'usage d'un certain nombre de paramètres pour caractériser la pollution des eaux. Ces paramètres seront regroupés sous forme de tableau.

Tableau II.3 : Paramètres de pollution. [3]

Paramètres	unités	signification
MES	<i>mg / l</i>	Matières en suspension : c'est la pollution dissoute, la plus facile à éliminer.
DBO5	<i>mgO₂ / l</i>	Demande biochimique en oxygène en 5 jours : elle correspond à la quantité d'oxygène consommée au bout de 5 jours, par les micro-organismes pour dégrader la pollution organique biodégradable.
DCO	<i>mgO₂ / l</i>	Demande chimique en oxygène : elle représente la quantité d'oxygène à fournir pour dégrader par voie chimique la pollution contenue dans un effluent.
M.A	<i>mg / l</i>	Matières azotées : elles quantifient la teneur des différentes formes d'azote dans les eaux usées (organique, ammoniacal, nitrite, nitrate).
M.P	<i>mg / l</i>	Matières phosphorées : elles mesurent la teneur en phosphore dans un effluent
M.I	Equitox	Matières inhibitrices : elles permettent de définir le degré de toxicité des eaux usées industrielles.
EqH	90 g/j de MES 57 g/j de M.O 15g/j de M.A 4g/j de M.P	Equivalent habitant : c'est une unité conventionnelle de mesure de la pollution rejetée par un habitant et par jour.
Débit	<i>m³ / heure</i> <i>m³ / jour</i>	La mesure du débit est très importante du fait de sa variation au cours de la journée. Ainsi on pourra faire face aux pointes de débit dans les réseaux.

II.6. Les normes de rejet :

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

Tableau II.4 : Les normes de rejet.

Paramètres	Valeurs	Unités
Température	30	C°
PH	5.5 - 8.5	-
MES	30	mg/l
DBO5	30	mg/l d'O2
DCO	90-120	mg/l
Azotes total	40	mg/l
Phosphors	2	mg/l
Aluminium	5	mg/l
Cadmium	0.2	mg/l
Chrome 3+	3	mg/l
Chrome 6+	0.1	mg/l
Fer	5	mg/l
Manganese	1	mg/l
Mercury	0.01	mg/l
Nickel	5	mg/l
Plumb	1	mg/l
Cuivre	3	mg/l
Zinc	5	mg/l
Huiles et graisses	20	mg/l
Hydrocarbures	20	mg/l
Phénols	0.5	mg/l
Solvants organiques	20	mg/l
Chlore actif	1	mg/l
Détergents	2	mg/l
Cyanures	0.1	mg/l
PCB	0.001	mg/l
Tensio-actifs anioniques	10	mg/l

Source: (DRE. T.O).

Remarque :

Les normes de rejet, après traitement, ont pour objet la protection de l'environnement en général et les milieux récepteurs en particulier.

II.7. Etude sommaire du milieu naturel récepteur et leurs caractéristiques :

La carte ci –dessous indique que les rejets des eaux usées de Sidi Naamane ville se déversent directement dans l’Oued Besbes qui est considéré comme l’un des grands Oueds en Algérie

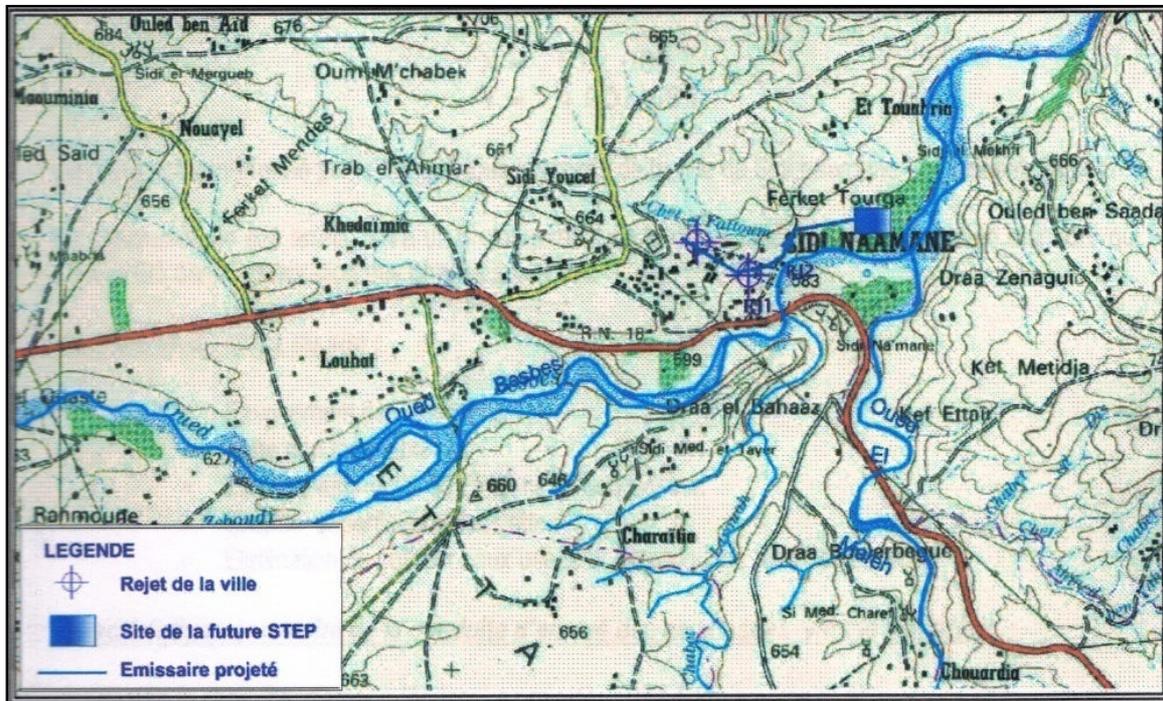


Figure II.1 : Carte réseau hydrographique sur carte topographique de Beni Slimane 1/50000.

Tableau.II.5 : les caractéristiques Morpho-métriques sommaire du bassin versant.

Paramètres	Evaluation			Unité
N de rejet déversé vers Oued Besbes	02			/
Coordonnées des rejets	RJ1	X=	512097	M
		Y=	4007362	M
	RJ2	X=	512125	M
		Y=	4007457	M

Source DRE.T.O

II.8. Conclusion :

Le rejet des eaux usées brutes perturbe l’équilibre du milieu récepteur, la quantité de pollution rejetée est devenu incompatible avec les capacités d’auto-épuration des cours d’eau et provoque des conséquences néfastes :

- ✓ Dégradation du milieu naturel ;
- ✓ Pollution des mers, des lacs et des cours d’eau ;
- ✓ Risque de contamination des eaux souterraines.

III.1. Introduction :

Les eaux usées rassemblées par les égouts des agglomérations et déversées dans les milieux récepteurs naturels ont créés des désordres et altérations qui ont monopolisé l'attention des techniciens et des pouvoirs publics.

Le rejet dans le milieu récepteur d'un égout collectif est soumis à la règle de l'interdiction générale, c'est à dire qu'il doit être autorisé par les services compétents. L'autorisation étant assortie de règles techniques à observer qui sont adaptées aux caractéristiques de l'effluent, aux circonstances locales liées à la nature du milieu récepteur et à la protection qu'il nécessite en tenant compte de son aptitude à se régénérer naturellement sans destruction de son équilibre biologique. L'autorisation de rejet est ainsi souvent (mais pas dans tous les cas) assortie de l'obligation de la construction d'une station de traitement assurant un effluent traité d'un niveau de qualité adapté aux conditions imposées par les exigences du milieu récepteur.

Le schéma ci-dessous permet de situer d'une manière succincte les différentes étapes du principe de traitement des eaux usées :



Figure III.1 : principe d'épuration d'une eau usée.

III.2. le prétraitement :

Les prétraitements ont pour objectif d'éliminer les éléments les plus grossiers, qui sont susceptibles de gêner les traitements ultérieurs et d'endommager les équipements. Il s'agit des déchets volumineux (dégrillage), des sables et graviers (dessablage) et des graisses (dégraissage déshuilage). [6]

III.2.1-Dégrillage:

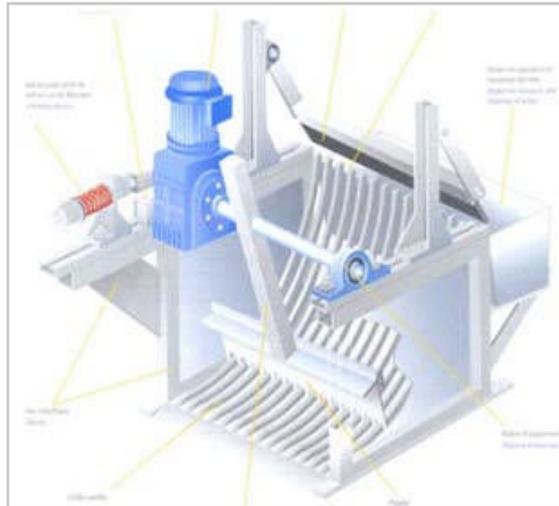


Figure III.2 : degrilleur courbe.

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

- Protection de la station contre l'arrivée intempestive de gros objets susceptibles de provoquer des bouchages dans les différentes unités de l'installation.

- Séparation et évacuation des matières volumineuses par l'eau brute, qui pourraient nuire à l'efficacité des traitements.

L'opération de dégrillage s'effectue par un simple passage des eaux à traiter à travers des grilles (il en existe plusieurs types) dont les barreaux plus ou moins espacés, retiennent les éléments les plus grossiers.

On distingue deux types de grilles :

Grilles manuelles:

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

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

Grilles mécaniques :

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

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

- Grille mécanique à nettoyage par l'amont : le mécanisme est assuré par un ou deux peignes montés à l'extrémité de bras, utilisée généralement pour les grilles dont l'espacement des barreaux est inférieur à 20 mm (grilles fines). [7]



Figure III.3 : Photo d'une grille grossière et fin.

III.2.1.1 Les caractéristiques générales d'une installation de dégrillage :

- Forme et position de la grille :

La grille peut être droite ou courbée ; les grilles droites peuvent être placées en position verticale ou inclinées par rapport au plan horizontal ; dans ce dernier cas, elles présentent au courant d'eau une plus grande surface.

- Espacement des barreaux :

L'espacement entre les barreaux permet de fixer la taille des déchets à éliminer ; pour cela, on distingue trois types de dégrillage, en fonction de la taille des débris à éliminer :

- 30 à 100 mm : pré dégrillage ;
- 10 à 30 mm : dégrillage moyen ;
- 3 à 10 mm : dégrillage fin.

- Nettoyage

Pour éviter le colmatage de l'installation, une opération de nettoyage est obligatoire ; elle peut être manuelle dans le cas des petites stations ou automatique lorsque le volume des déchets à évacuer est important [7]

Les différents types de dispositifs de nettoyage des grilles sont rassemblés dans le tableau ci-après :

Tableau III.1 : Dispositifs de nettoyage des grilles [7]

Mode	Dispositif		
	Position	Type	Commande
Manuel	Par l'amont	Râteau	Câble
Automatique	Par l'aval	Grappin	Crémaillère
Horloge		Brosse	Chaîne sans fin
Indicateur de perte de charge (Δh)		Peigne	

→ Les figures suivantes représentent schématiquement quelques dispositifs de dégrillage

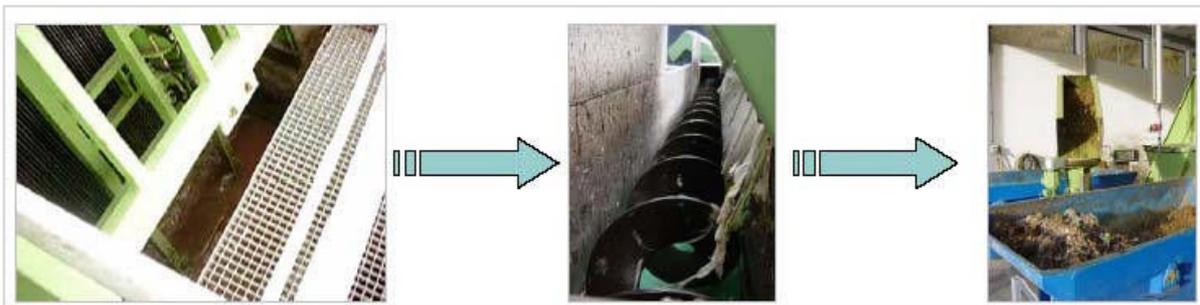


Figure III.4: rétention mécanique des déchets qui sont ensuite pressés et évacués.

Evacuation des déchets :

Les déchets extraits par le dispositif de nettoyage peuvent être évacués par bac amovible, bande transporteuse ou vis d'Archimède.

III.2.1.2 Condition d'utilisation des installations de dégrillage :

Les installations de dégrillage sont choisies en fonction de deux paramètres essentiels :

- La charge de l'eau usée (en déchets à éliminer)
- Le débit de l'effluent à traiter

Ces deux paramètres permettent de choisir :

- Les dimensions du canal d'amenée des eaux ;
- le canal recevant la grille a des dimensions dépendant du débit à traiter : Hauteur de 0.4 à 10m et largeur de 0.3 à 5m.
- La forme de la grille et l'espacement entre les barreaux ;
- la grille courbée est utilisée dans le cas des eaux à moyenne charge et pour des débits variant de 10 à 5 000 m³/h, tandis que les grilles droites sont indiquées pour les fortes charges et des débits allant jusqu'à 40 000 m³/h.
- Le type et la position du dispositif de nettoyage par rapport au sens du courant (par l'amont ou par l'aval).
- Le nettoyage par l'aval est surtout indiqué lorsque la charge et le débit sont forts. Dans ce cas, il faut utiliser des dispositifs résistants (crémaillère ou grappin).
- Le dispositif d'évacuation des déchets.

III.2.1.3 Vitesse de passage et perte de charge :

La vitesse de passage de l'eau doit permettre l'application des matières sur la grille sans provoquer de pertes de charge importantes ni entraîner des colmatages en profondeur des barreaux.

Vitesse moyenne de passage : $0.6 \text{ m/s} < V < 1,00 \text{ m/s}$ ou 1.40 m/s en débit maximal Pertes de charge : $0.05 \text{ m} < \Delta h < 0.15 \text{ m}$ en eau de consommation et $0.1 \text{ m} < \Delta h < 0.40 \text{ m}$ en eau résiduaire. [7]

III.2.2. La dilacération :

Cette opération concerne particulièrement les eaux résiduaires. Elle a pour but de broyer les matières solides et de les transformer en particules plus fines qui sont envoyées vers les décanteurs. Cette opération peut être mise en œuvre en remplacement du dégrillage fin

Avantage :

- Supprimer les sujétions et nuisances découlant de la gestion des déchets du dégrillage

Inconvénients :

- Appareillage cher et délicat nécessitant des interventions fréquentes ;
- Risque de colmatage des canalisations et d'engorgement des pompes.

III 2.3. Tamisage :

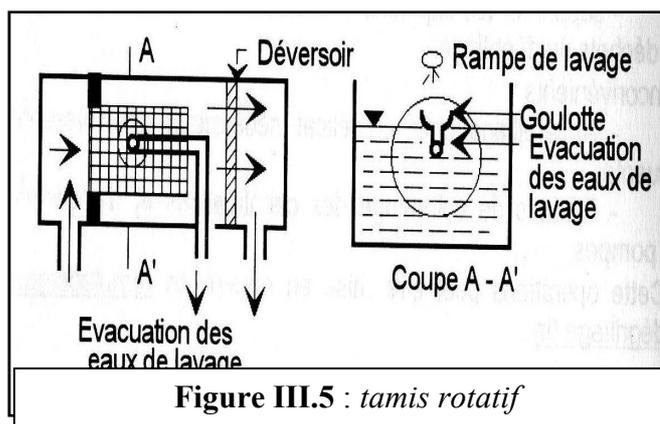
Cette opération constitue un dégrillage fin ; elle est mise en œuvre dans le cas d'eaux résiduaires chargées de matières en suspension de petite taille (eaux usées d'abattoirs et de conserveries de légumes). On distingue :

Le macro tamisage (dimensions de mailles $> 250 \mu$)

Le micro tamisage ($30 \mu < \text{vide de maille} < 150 \mu$) [7]

Il existe plusieurs types de tamis, tels que :

- **Tamis rotatifs** : Les caractéristiques sont les suivantes :
 - Vitesse de filtration 40 cm/s ;
 - Perte de charge 20 cm d'eau



- **Tamis vibrants** : Caractériser par :
 - Une forme rectangulaire ou circulaire ;
 - Ils sont adaptés aux matières non collantes.
- **Tamis fixe** : sont généralement des plaques d'acier inoxydable perforées de trous circulaires et raclés par une lame de caoutchouc. [7]

III.2.4. Dessablage :

Cette opération est indispensable si on veut :

- Eviter le colmatage des canalisations surtout si elles sont enterrées ;
- Protéger les équipements à pièces tournantes de corrosion (axes de chaînes, rotors de centrifugeuse, pompes de relèvement...) ;
- Le dessablage concerne les particules minérales de diamètre supérieur à 0.2mm et de masse spécifique de l'ordre de 2.65 g/cm^3 .

La vitesse de sédimentation de ces particules est fonction de :

Leur nature, forme, dimensions et la viscosité du liquide dans lequel elles se trouvent

La technique du dessablage consiste à faire circuler l'eau dans une chambre de tranquillisation avec une vitesse constante de 0.3m/s quel que soit le débit. Cette condition est difficile à réaliser en raison des variations du débit.

Types de dessableurs :

On distingue plusieurs types de dessableurs suivant la géométrie des bassins ou la circulation du fluide :

- Dessableurs canaux gravitaires ;
- Dessableurs tangentiels.

III.2.5. Dégraissage- déshuilage :

C'est une opération destinée à éliminer les graisses et les huiles présentes dans les eaux résiduaires (station service, abattoirs, industries alimentaires etc....)

❖ Les inconvénients des graisses et huiles sont notamment :

- Envahissement des décanteurs ;
- Diminution des capacités d'oxygénation des installations des traitements biologique Isolation de la zooglé en lit bactérien ;
- Mauvaise sédimentation des boues dans le clarificateur ;
- Bouchage des canalisations et des pompes ;
- Acidification du milieu dans le digesteur anaérobie.

Pour qu'un dégraissage soit efficace, il faut que la température de l'eau soit inférieure à 30°C.

Dégraisseur-déshuileur à cloisons siphoides

Caractériser par :

- Un temps de séjour de plusieurs minutes,
- Une vitesse ascensionnelle de 7 à 10 m/s (rapport du débit à la surface horizontale). [7]

- **Dégraisseur longitudinal :**

Ce type de déshuileur est utilisé pour traiter les eaux résiduaires de raffineries de pétrole et des industries mécaniques. Ses caractéristiques principales sont :

- Vitesse ascensionnelle de 0.9 à 3.6 m/h ;
- Section transversale calculée pour une vitesse d'écoulement de 18 m/h à 55m/h et égale à 15 fois la vitesse ascensionnelle ;

- Hauteur du liquide / largeur du bassin compris entre 0.3 et 0.5 ;
- Largeur comprise entre 2 et 6 m ;
- Hauteur d'eau de 1 à 3. [7]

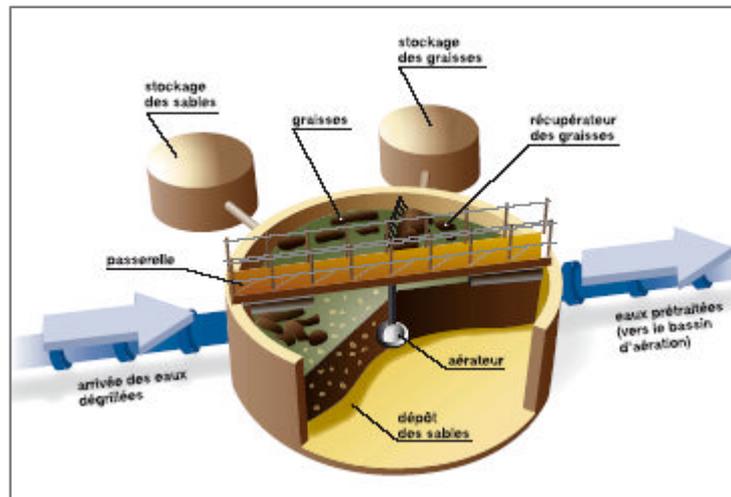


Figure III.6 : Ouvrage de dessableur-dégraisseur.

- **Dégraisseur aéré :**

Amélioration de la vitesse de séparation par injection d'air. Cette injection provoque un mouvement secondaire de l'eau qui permet de guider les flottants vers des zones de tranquillisation où ils sont recueillis par raclage ou par surverse (élévation périodique du plan d'eau par fermeture partielle de la vanne de sortie)

L'ouvrage comporte donc une zone de tranquillisation et une zone d'aération.

Le temps de séjour dans l'ouvrage est de l'ordre de 3 à 5 minutes au débit moyen, et de l'ordre de 10 à 15 minutes au débit de pointe. Toute fois, si des industries raccordées au réseau génèrent beaucoup de graisses, le temps de séjours requis peut être doublés.

Le débit d'air est proche de $5\text{m}^3/\text{h}$. de surface et une vitesse ascensionnelle de $15\text{m}/\text{h}$ ne dépassant pas $25\text{m}/\text{h}$. Aussi la hauteur cylindrique de l'ouvrage devra être limitée à 0.8m . [7]

III.3.Traitement physico-chimique des eaux :

Après une étape de prétraitement, le traitement physico-chimique consiste 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 5 phases :

III.3.1.Coagulation:

Le processus de coagulation implique d'ajouter du fer ou de l'aluminium à l'eau comme du sulfate d'aluminium, sulfate ferrique, chlorure ferrique ou des polymères, ces produits chimiques s'appellent des coagulants et ont une charge positive.

La charge positive du coagulant neutralise la charge négative des particules dissoutes et suspendues dans l'eau.

La coagulation peut enlever un grand nombre de particules organiques, la coagulation peut également enlever les particules suspendues, y compris les précipités inorganiques, tel que le fer, le carbone organique dissout peut donner une odeur et un goût à l'eau désagréable.

Tandis que la coagulation peut enlever des particules et des matières dissoutes, l'eau peut en outre contenir des microbes pathogènes. [12]



Figure III.7 : Essai de coagulation dans une usine de traitement.

III.3.2.Floculation:

La floculation a pour objectif de favoriser, à l'aide d'un mélangeur, les contacts entre les particules destabilisées. Ces particules s'agglutinent pour former un floc qu'on peut facilement éliminer par les procédés de décantation et de filtration [2].

III.3.3.Neutralisation:

Le pH d'un effluent rejeté dans un réseau d'égouts doit être compris entre 5,5 et 8,5 (9,5 dans le cas d'une neutralisation par la chaux).

Dans le cas d'effluents dépassant ces limites, une neutralisation est indispensable et nécessite:

- ◆ Un bac de réaction agité dont le volume sera calculé au minimum sur le temps de réaction de l'agent neutralisant, mais plus ce bac sera grand moins la consommation en réactifs sera importante dans le cas d'auto neutralisation des effluents (effluents acides et effluents basiques).

- ◆ Un pH-mètre avec au moins une régulation proportionnelle. des stockages ou des préparations d'agents neutralisants. [12]

II.3.4.Décantation:

La décantation, est un procédé qu'on utilise dans pratiquement toutes les usines d'épuration et de traitement des eaux, a pour but d'éliminer les particules en suspension dont la densité est supérieure à celle de l'eau. Ces particules sont en

général des particules de floc ou des particules résultant de la précipitation qui a lieu lors des traitements d'adoucissement ou d'élimination du fer et du manganèse. Les particules s'accumulent au fond du bassin de décantation d'où on les extrait périodiquement. L'eau clarifiée située près de la surface, est dirigée vers l'unité de filtration. [12]

II.3.5. La filtration :

La cinquième étape lors du traitement de l'eau conventionnel est la filtration. Par filtration on entend en principe une méthode pour éliminer des impuretés de l'eau en la faisant passer à travers un média filtrant. Aujourd'hui, la filtration regroupe un grand nombre de technologies, dont les technologies de filtrations membranaires qui permettent même de déminéraliser l'eau.

Mais il faut prendre garde aux confusions : souvent, l'on parle en langage courant de filtration particulière en l'appelant infiltration. La filtration particulière regroupe l'ensemble des méthodes de filtration permettant d'enlever de l'eau les particules d'une taille supérieure à environ un μm , alors que la filtration inclut l'ensemble des méthodes de traitement de l'eau ou l'on fait passer l'eau à travers un média filtrant. [12]

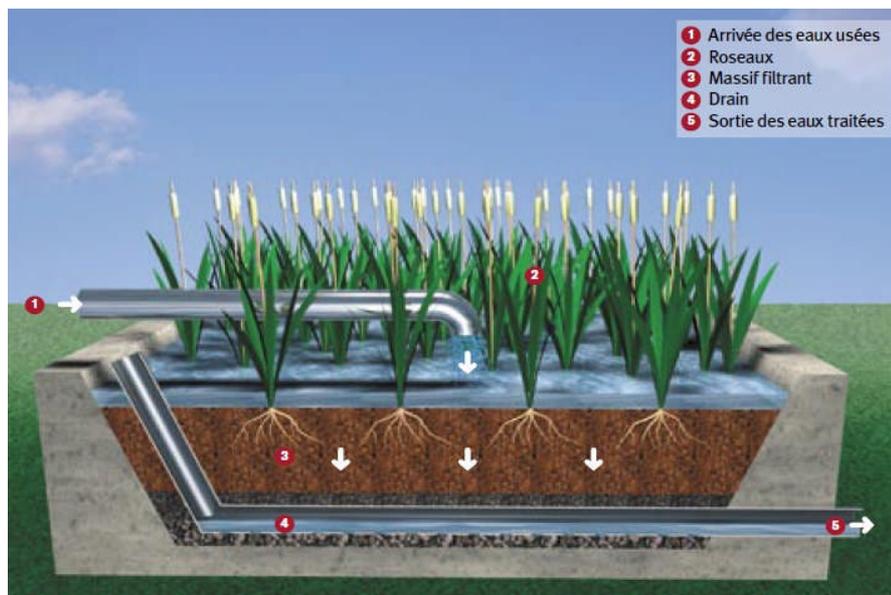


Figure III.8 : Coupe d'un lit filtrant vertical planté de roseaux.

III.4. Traitement primaire:

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

Ces traitements éliminent 50 à 60 % des matières en suspension, mais ne suffisent généralement plus pour satisfaire les exigences épuratoires de la réglementation actuelle. Avec coagulation et floculation dans des décanteurs lamellaires, on peut éliminer jusqu'à 90 % des MES.

---La décantation primaire classique consiste en une séparation des éléments liquides et des éléments solides sous l'effet de la pesanteur. Les matières solides se déposent au fond 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 55 % des matières en suspension et réduit d'environ 30 % la DBO et la DCO.

---L'utilisation d'un décanteur lamellaire permet d'accroître le rendement de la décantation. Ce type d'ouvrage comporte des lamelles parallèles inclinées, ce qui multiplie la surface de décantation et accélère donc le processus de dépôt des particules. Une décantation lamellaire permet d'éliminer plus de 70 % des matières en suspension et diminue de plus de 40 % la DCO et la DBO.

--- La décantation est encore plus performante lorsqu'elle s'accompagne d'une floculation préalable. La coagulation-floculation permet d'éliminer jusqu'à 90 % des matières en suspension et 75 % de la DBO. Cette technique comporte une première phase d'adjonction d'un réactif, qui provoque l'agglomération des particules en suspension, puis une accélération de leur chute au fond de l'ouvrage. Les amas de solides ainsi obtenus sont appelés "flocs". [6]



Figure III.10 : décanteur primaire.

III.4.1.Classification des matières décantables :

On distingue deux types de matières décantables :

- Les particules grenues, qui conservent les mêmes dimensions au cours de leur chute ; elles sédimentent indépendamment les unes des autres avec une vitesse de chute constante.
- Les particules coalescentes, qui s'agglomèrent pendant la sédimentation, ces particules décantent selon deux mécanismes différents suivant les conditions :
 - **Décantation diffuse** : lorsque la concentration en MES est faible, le floc dispersé décante comme s'il était seul, sa vitesse de chute augmente au fur et à mesure que d'autres particules plus fines s'y agglomèrent,
 - **Décantation en piston** : lorsque la concentration en MES est élevée : on a une décantation d'ensemble des floes qui sont freinés au cours de leur chute.

III.4.2. paramètre à prendre en compte pour un décanteur :

La mise en œuvre de la décantation préliminaire nécessite :

- une durée de séjour de 6 à 8 heures ;
- une charge hydraulique de 60 m³/m².jour permettra la sédimentation totale des particules de sable et de vase ayant une taille de 0.01 mm ou plus, en admettant un rendement de 63%.

le rapport L/l préféré est un compris entre 2 et 6, quant au rapport L/H on préconise une valeur comprise entre 10 et 18 les bassins ont généralement une profondeur de 2 à 6 m. [7]

III.4.2.1 Les principaux types de décanteurs :

III.4.2.1.1 les décanteurs statiques sans raclage :

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

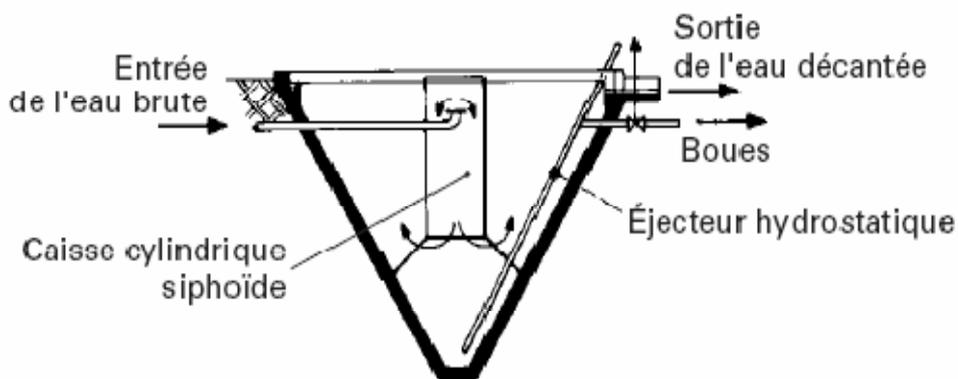


Figure III.11 : Décanteur cylindro-conique.

III.4.2.1.2 les décanteurs statique a raclage mécanique des boues :

○ Décanteurs circulaires :

Le racleur est fixé à une charpente tournant autour de l'axe du bassin. Il peut comporter une seule lame en forme de spirale ou une serre de raclettes. Il comprend un fut central creux où arrive l'eau brute d'où elle est répartie généralement par une cloison siphonoïde annulaire.

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



Figure III.12: Décanteur circulaire à raclage mécanique.

○ **Décanteurs longitudinaux rectangulaires :**

Il existe deux types de décanteurs rectangulaires avec raclage :

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

Les ponts racleur se déplacent selon un système de va-et-vient et procèdent au raclage avec un mouvement à contre courant. Par contre les décanteurs à chaînes permettent un raclage continu des boues et des flottants par une série de raclettes montées en deux chaînes sans fin parallèle tournant le long des parois verticales du bassin. Dans les deux types de décanteurs le puits des boues est situé à l'arrivée de l'effluent. Un décanteur rectangulaire avec raclage est représenté sur la figure qui suit : [9]

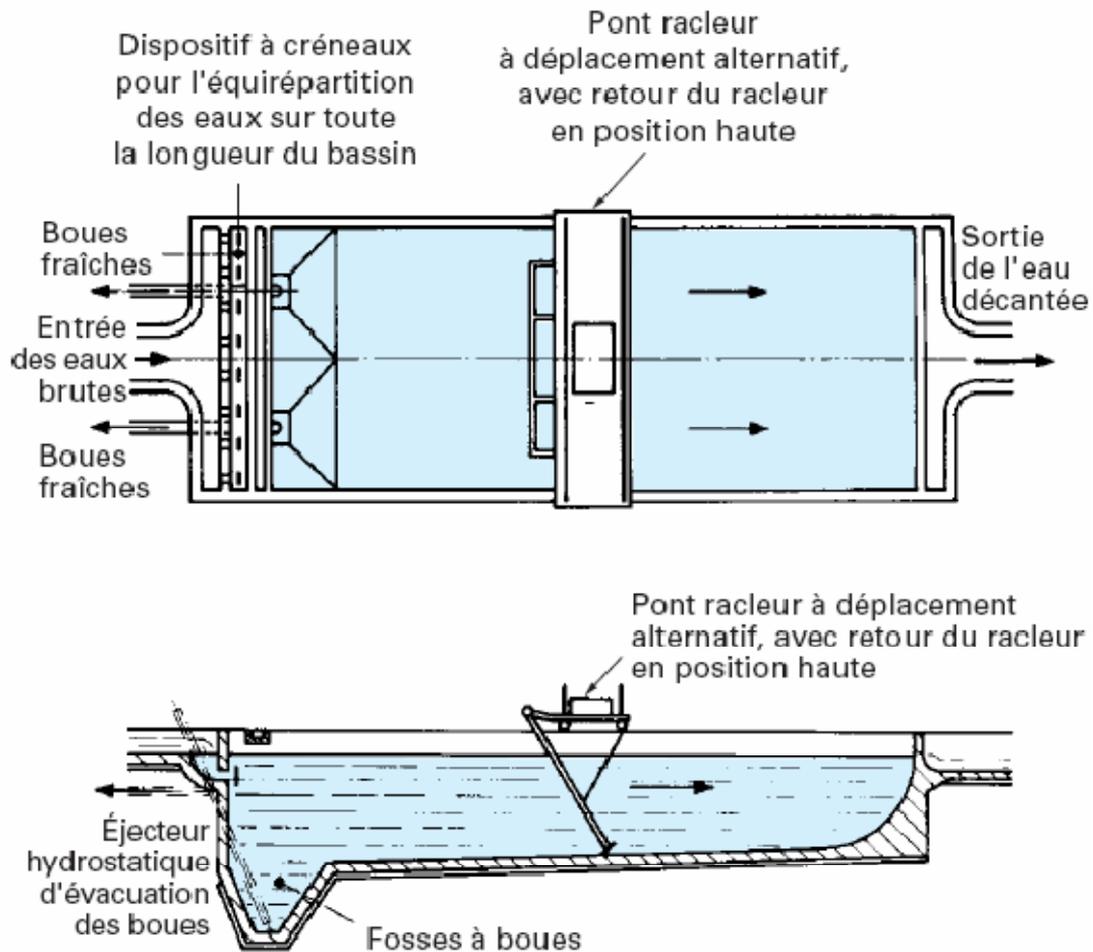


Figure III.13 : Décantateur longitudinal à pont racleur

Remarque :

Le décantateur primaire n'est pas nécessaire dans le cas où les eaux à traiter sont à faible charge.

III.4.3. Coagulation-floculation (clarification) :

La décantation primaire permet d'éliminer les composés organiques et minéraux les plus denses. La fraction colloïdale, constituée de particules de petites dimensions (10^{-8} à 10^{-2} mm) n'est pas éliminée. [7]

III.4.3.1. Les colloïdes en solution :

On distingue deux catégories de colloïdes :

- Les colloïdes hydrophiles ;
- Les colloïdes hydrophobes.

III.4.3.2. Etat de surface des colloïdes :

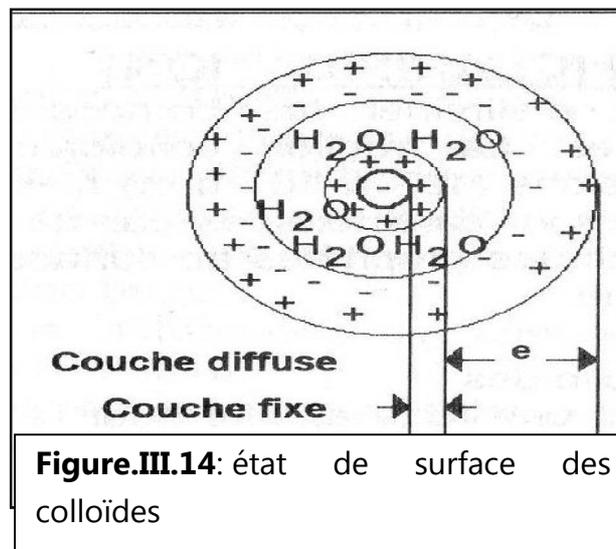
Les particules colloïdales possèdent une charge électrique de surface, le plus souvent négative. Elles acquièrent ces charges, soit par ionisation de leurs groupements constitutifs, soit par adsorption sélective d'ions provenant du milieu.

Lorsqu'une particule colloïdale est en suspension dans l'eau, elle acquiert sa charge primitive généralement négative, puis s'entoure de plusieurs couches successives.

Une couche d'ions de charge opposée accompagnés de leur eau de solvatation ; cette couche fixe est dite couche de Stern ; Entre cette couche fixe et la phase liquide, il existe une couche diffuse ou couche de Gouy, siège de transferts d'ions entre la couche fixe et la phase liquide.

Dans la couche diffuse, on rencontre des anions et des cations. L'importance relative de ces deux couches dépend de :

- La charge centrale primitive,
- L'agitation thermique des molécules et des ions ;
- L'agitation thermique tend à réduire l'importance de la couche fixe et à dilater la couche diffuse.



Remarque :

La différence de potentiel entre la surface qui sépare les couches fixe et diffuse et la surface extérieure de cette couche est appelée potentiel Zeta.

III.4.3.3. Déstabilisation des colloïdes :

Deux particules colloïdales en solution sont soumises à deux types de forces :

- Les forces d'attraction de London-Van Der Waals ;
- Les forces de répulsion électrostatiques.

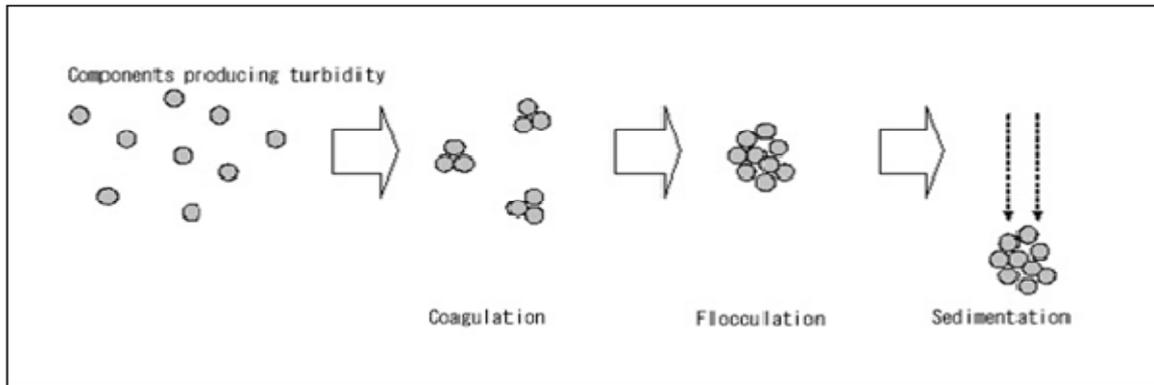


Figure III.15: Processus de coagulation, floculation et de sédimentation.

❖ Les agents de la coagulation et de la floculation

Parmi les agents coagulants on note : sulfate d'alumine ($\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 14\text{H}_2\text{O}$) ; chlorure d'aluminium ($\text{AlCl}_3 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$) ; polychlorure d'Al. basique ($\text{Al}_n(\text{OH})_m\text{Cl}_{3n}$) ; aluminate de sodium (NaAlO_2) ; sulfate Ferreux ($\text{FeSO}_4 \cdot 7\text{H}_2\text{O}$) ; Chlorure Ferrique ($\text{FeCl}_3 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$) ; chaux ($\text{Ca}(\text{OH})_2$)

La chaux est souvent utilisée en combinaison avec les sels métalliques. Les doses de coagulant sont déterminées par des tests de laboratoire sur l'eau à traiter ; ces tests sont appelés Jar-tests.

Ce procédé est souvent utilisé pour le traitement des eaux usées issues des industries. [7]

III.5. traitements biologiques :

Les traitements biologiques reproduisent, artificiellement ou non, les phénomènes d'autoépuration existant dans la nature. L'autoépuration regroupe l'ensemble des processus par lesquels un milieu aquatique parvient à retrouver sa qualité d'origine après une pollution.

Les techniques d'épuration biologique utilisent l'activité des bactéries présentes dans l'eau, qui dégradent les matières organiques. Ces techniques sont soit anaérobies, c'est-à-dire se déroulant en absence d'oxygène, soit aérobies, c'est-à-dire nécessitant un apport d'oxygène.

Un bassin à boue activée est un réacteur biologique alimenté en continu dans lequel la biomasse est brassée et aérée en même temps que l'eau usée.

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. [6]

III.5.1. Les procédés intensifs et extensifs :

III.5.1.1 Les procédés biologiques extensifs :

Le lagunage utilise la capacité épuratrice de plans d'eau peu profonds. Concrètement, les eaux usées sont envoyées dans une série de bassins, au minimum trois. L'oxygène est apporté par les échanges avec l'atmosphère au niveau du plan d'eau et par l'activité de photosynthèse des micro-algues de surface. La pollution organique se dégrade sous l'action des bactéries présentes dans le plan d'eau. Le rayonnement solaire détruit en outre certains germes (lagunage de finition, dans les derniers bassins). La durée de séjour des eaux usées dans les bassins peut atteindre 60 jours et les eaux à traiter doivent avoir subi une décantation préalable (lagunage primaire).

Ce mode d'épuration permet d'éliminer 80 % à 90 % de la DBO, 20 % à 30 % de l'azote et contribue à une réduction très importante des germes. Il a cependant l'inconvénient d'utiliser des surfaces importantes et de ne pas offrir des rendements constants durant l'année. Il est surtout bien adapté aux communes rurales.

III.5.1.2 Les procédés biologiques intensifs :

Ils regroupent toute une série de techniques ayant en commun le recours à des cultures bactériennes qui "consomment" les matières polluantes. Il existe deux grandes catégories de procédés biologiques artificiels :

- Les installations à "cultures libres", dans lesquelles la culture bactérienne est maintenue en suspension dans le courant des eaux usées à traiter.
- Les installations à "cultures fixées", où la culture bactérienne (appelée aussi "biofilm", "film biologique" ou "biomasse") repose sur un support (caillou, plastique, milieu granulaire fin). [6]

III.5.2.Lit bactérien :

Le principe de fonctionnement d'un lit bactérien consiste à faire ruisseler les eaux usées, préalablement décantées sur une masse de matériaux poreux ou caverneux qui sert de support aux micro-organismes (bactéries) épurateurs.

Une aération est pratiquée soit par brassage naturel soit par ventilation forcée. Il s'agit d'apporter l'oxygène nécessaire au maintien des bactéries aérobies en bon état de fonctionnement. Les matières polluantes contenues dans l'eau et l'oxygène de l'air diffusent, à contre courant, à travers le film biologique jusqu'aux micro-organismes assimilateurs qui comporte des bactéries aérobies à la surface et des bactéries anaérobies près du fond.

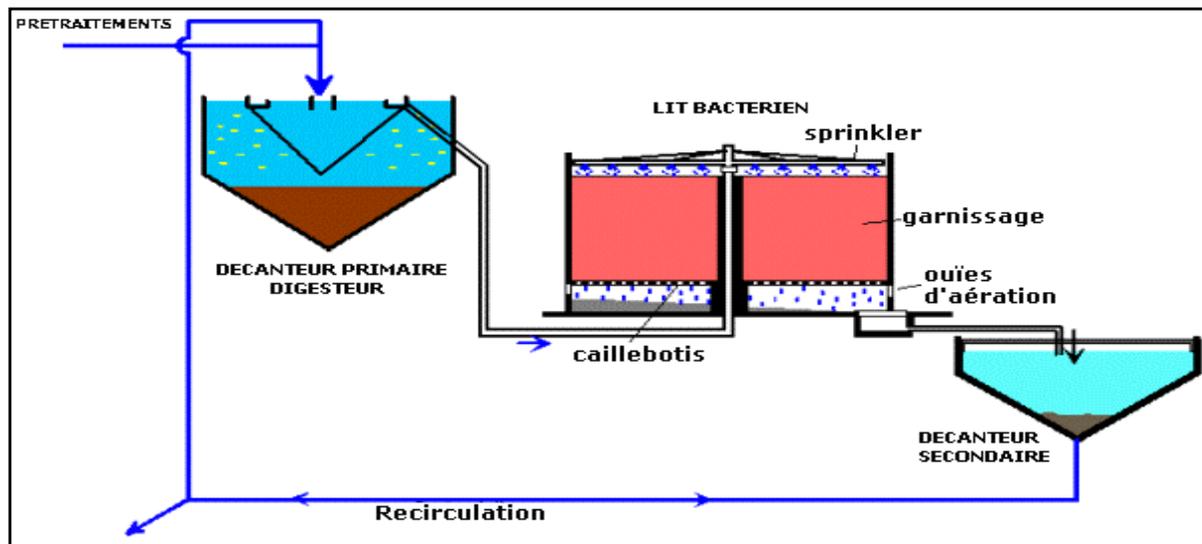


Figure III.16 : Schéma du principe du lit bactérien.

Remarque :

Les cultures fixées sur supports grossiers nécessitent un traitement primaire en tête dans un décanteur-digesteur dont le rôle est d'assurer :

- le dépôt des particules en suspension contenues dans les eaux usées préalablement prétraitées par séparation gravitaire.
- la digestion anaérobie de la fraction organique de ces dépôts.

III.5.3. Disques biologiques :

Une autre technique faisant appel aux cultures fixées est constituée par les disques biologiques tournants. Ce procédé consiste à alimenter en eau usée, préalablement décanté une cuve contenant des disques en rotation sur un axe horizontal.

Les micro-organismes se développent et forment un film biologique épurateur à la surface des disques. Les disques étant semi-immergés, leur rotation permet l'oxygénation de la biomasse fixée. Le mélange d'eau traitée et de bio film décroché est dirigé vers un décanteur pour la séparation des phases.

Il convient, sur ce type d'installation, de s'assurer :

- de la fiabilité mécanique de l'armature (entraînement à démarrage progressif, bonne fixation du support sur l'axe),
- du dimensionnement de la surface des disques (celui-ci doit être réalisé avec des marges de sécurité importantes. [10])

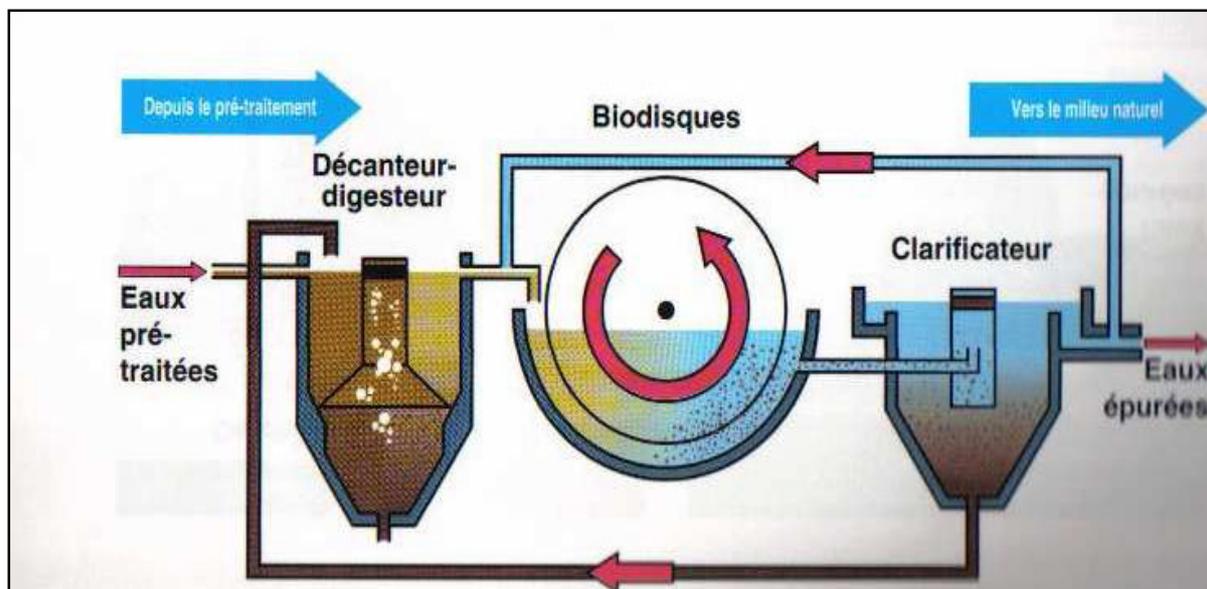


Figure III.17 : schéma du principe du bio disque.

III.5.4 Boues activées :

Le principe des boues activées réside dans une intensification des processus d'autoépuration que l'on rencontre dans les milieux naturels.

C'est un système qui fonctionne en continu dans lequel des micro-organismes sont mis en contact avec les eaux usées contenant des matières organiques. De l'oxygène est injecté dans le mélange nécessaire aux besoins respiratoires des bactéries responsables de l'épuration (traitement aérobie). [10]

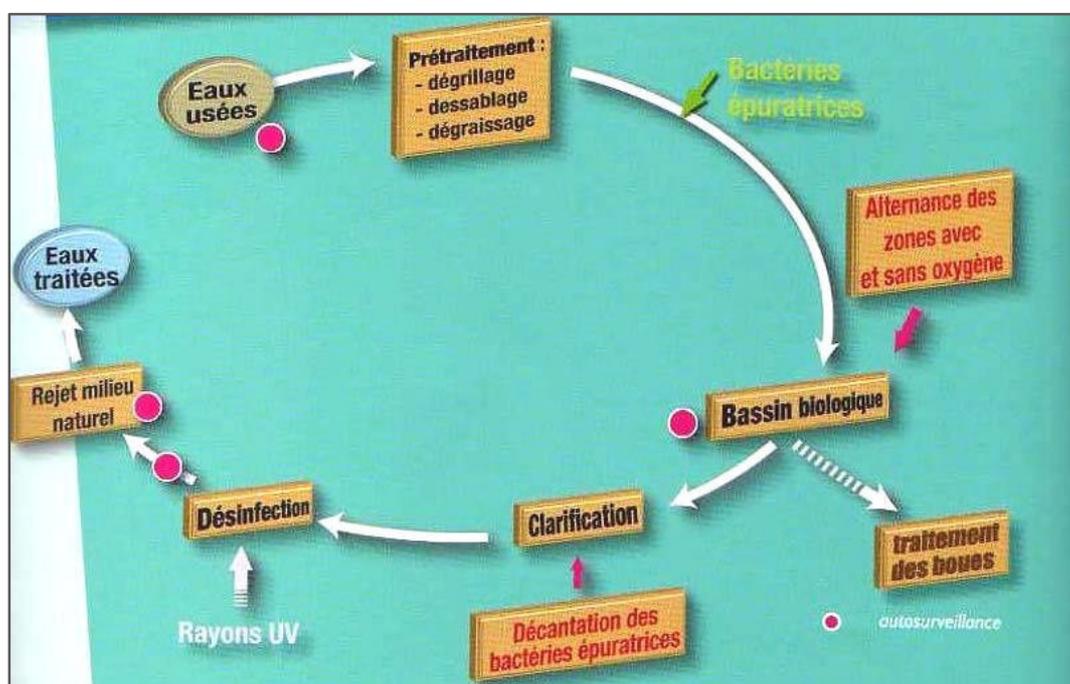


Figure III.18 : Schéma du principe d'épuration à boues activées.

III.4.5. Techniques d'épuration par lagunage :

Le procédé par lagunage est la méthode de traitement la plus connue lorsqu'on dispose de grandes surfaces de terrain et lorsqu'on ne désire pas assurer en permanence une haute qualité de traitement de l'effluent. Le lagunage est très utilisé dans les pays en voie de développement.

Une lagune aérée est un bassin relativement profond : 2,4 à 4,8 m, dans lequel l'oxygénation est réalisée par des aérateurs mécaniques ou à diffuseur et ou par aération naturelle.

Les lagunes sont classées en 2 types :

lagune aérobie : dans laquelle l'oxygène et les M.E.S. sont uniformément répartis dans tout le bassin ;

lagune anaérobie ou facultative : dans laquelle l'oxygène n'est présent que dans les couches supérieures et dans laquelle, seule, une partie des M.E.S. est maintenue en suspension. [6]

III.4.5.1 Le lagunage anaérobie (naturel) :

L'épuration est assurée grâce à un long temps de séjour, dans plusieurs bassins étanches disposés en série. Le nombre de bassin le plus communément rencontré est de 3. Cependant, utiliser une configuration avec 4 voire 6 bassins permet d'avoir une désinfection plus poussée.

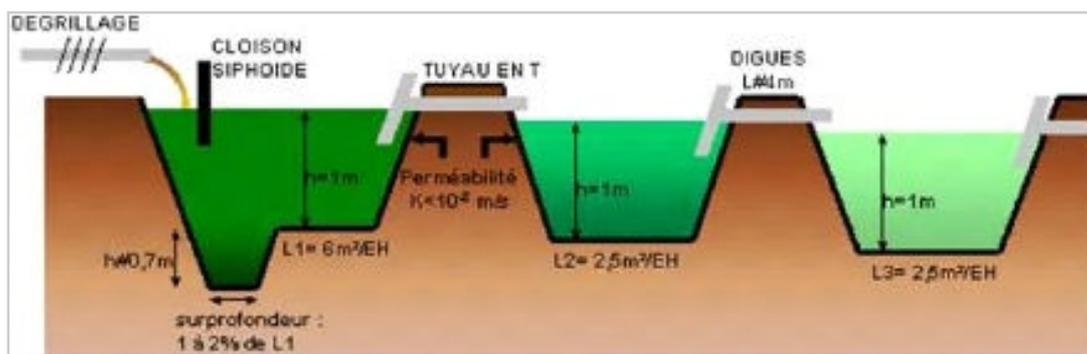


Figure III.19 : schéma d'un lagunage naturel.

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 "micropyles". 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. la figure ci-dessous montre les mécanismes d'épuration mis en jeu dans les bassins de lagunage.

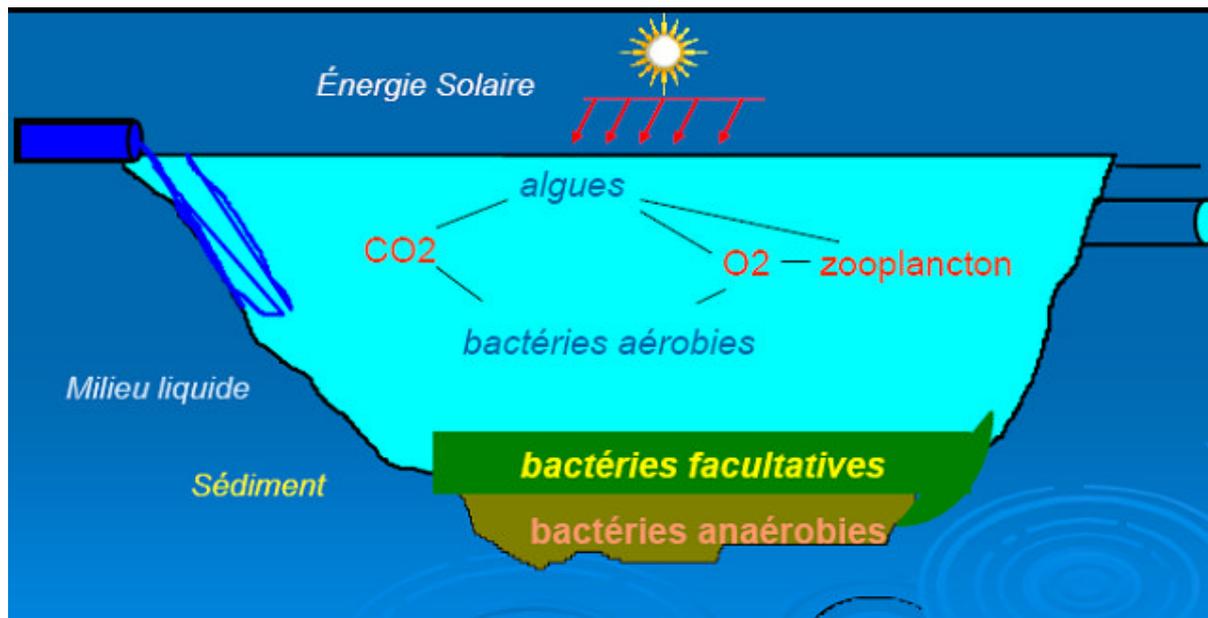


Figure III.20 : Les mécanismes mis en jeu dans les bassins de lagunage naturel.

III.4.5.2. Le Lagunage aéré :

L'oxygénation est, dans le cas du lagunage aéré, apportée mécaniquement par un aérateur de surface ou une insufflation d'air. Ce principe ne se différencie des boues activées que par l'absence de système de recyclage des boues ou d'extraction des boues en continu. La consommation en énergie des deux filières est, à capacité équivalente, comparable (1,8 à 2 kW/kg DBO5 éliminée).

Dans l'étage d'aération, les eaux à traiter sont en présence de micro-organismes qui vont consommer et assimiler les nutriments constitués par la pollution à éliminer. Ces micro-organismes sont essentiellement des bactéries et des champignons (comparables à ceux présents dans les stations à boues activées).

Dans l'étage de décantation, les matières en suspension que sont les amas de micro-organismes et de particules piégées, décantent pour former les boues. Ces boues sont pompées régulièrement ou enlevées du bassin lorsqu'elles constituent un volume trop important. Cet étage de décantation est constitué d'une simple lagune de décantation, voire ou de deux bassins qu'il est possible de by-passer séparément pour procéder à leur curage.

En lagunage aéré, la population bactérienne sans recirculation conduit :

À une densité de bactéries faible et à un temps de traitement important pour obtenir le niveau de qualité requis.

À une floculation peu importante des bactéries, ce qui contraint à la mise en place d'une lagune de décantation largement dimensionnée. [11]



Figure III.21 : lagunage aéré.

III.6. Traitement Tertiaire

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

Le choix d'un moyen de désinfection se fait normalement en considérant les contraintes techniques, économiques et environnementales qu'il présente.

III.6.1. Le chlore :

Il est particulièrement efficace pour détruire les bactéries, mais moins efficace contre les virus. Economiquement c'est les procédés le plus avantageux.

Sur le plan sécurité, il nécessite d'importantes mesures de protection pour le personnel de la station d'épuration et constitue un risque pour la sécurité publique lors du transport.

Enfin, au plan environnemental, le chlore peut avoir un impact significatif sur la vie aquatique à cause de la toxicité, du chlore résiduel.

III.6.2. La chloration-déchloration :

La déchloration permet d'éliminer la toxicité qui est associée au chlore. Tout comme pour la chloration, il s'agit d'une technique bien maîtrisée et relativement simple. Elle entraîne toutefois une augmentation des coûts et une augmentation des risques pour le personnel de la station d'épuration et pour la sécurité publique lors du transport.

Au plan environnemental, ce procédé est moins dommageable que la simple chloration mais il ne permet pas d'empêcher la formation de sous-produits o et les problèmes associés.

III.6.3. L'ozone :

L'ozone a une action très rapide et efficace sur les bactéries et les virus, il génère peu de produits secondaires indésirables. Il est plus sécuritaire pour le personnel de la station d'épuration et la sécurité publique que la chloration mais il entraîne des coûts plus importants.

Au plan environnemental, l'ozonation prévient la formation de produits organochlorés.

Aussi, même si l'ozone résiduel est très toxique il est instable donc rapidement détruit.

III.6.4. Le rayonnement ultra violet :

Le rayonnement ultraviolet consiste à faire passer les eaux dans un canal ouvert muni de lampes à rayons ultraviolets. Ce procédé ne forme pas de produits secondaires indésirables donc ne présente pas d'impact sur l'environnement. C'est un procédé simple et sécuritaire, mais son efficacité diminue lorsque la concentration en matières en suspension augmente. Économiquement les prix sont comparables aux systèmes de chloration- déchloration.

III. 6.5. Traitement Des Boues :**III.6.5.1.L'intérêt du traitement des boues :**

Le traitement des boues vise à :

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

III.6.5.2.Les méthodes de traitement des boues :

Définir une filière de traitement des boues passe par deux étapes essentielles :

- Définir leurs caractéristiques chimiques et physiques ;
- Rechercher la voie la plus adaptée pour une destination finale prévue (valorisation, stockage, destruction).

Le traitement des boues se fait à travers les filières suivantes :

III.6.5.2.1.Épaississement des boues :

Le premier stade de la déshydratation est l'épaississement induisant une réduction importante du volume des boues issues des traitements biologiques ou physico-chimiques des effluents urbaines de nombreuses techniques sont utilisées pour réaliser l'épaississement des boues

- L'épaississement gravitaire ou décantation ;
- La flottation ;
- L'égouttage ;
- La centrifugation.

a) Épaississement gravitaire :

Les épaissements peuvent être de type statique ou mécanique ; Le taux optimal de l'épaississement est atteint en général après 24h de sédimentation, L'optimisation technico-économique de l'épaississement des boues fraîches réside dans une opération de séparation des boues primaires (par épaisissement statique) et des boues biologiques (par épaisissement dynamique) avant leur mélange au niveau de la déshydratation. [8]

b) Épaississement par flottation :

La flottation est un procédé particulièrement adopté aux boues biologiques. Elle s'opère par production de microbulles d'air.

La flottation des boues biologique en excès est, dite "directe "si l'épuration biologique est précédée d'un traitement primaire.

L'épaississement des boues par flottation peut se réaliser dans des ouvrages rectangulaires ou circulaires. [11]

c) Épaississement par égouttage :

L'épaississement des boues peut s'opérer dans le cas de petite station d'épuration par une table d'égouttage, il s'agit d'un système sommaire de pressage qui permet d'obtenir des siccités de l'ordre de 6 % à 7% sur des boues en excès, préalablement conditionnées par des polymères avant stockage en silo. [11]

d) Épaississement par centrifugation :

L'épaississement des boues peut être aussi réalisé par centrifugation cette technique paraît bien adaptée à l'épaississement des boues activées. [11]

III.6.5.2.2. La stabilisation :

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

Cette stabilisation est inutile pour les systèmes à boues activées en aération prolongée, et de lagunage naturel.

Les boues produites à l'état liquide peuvent être stabilisées par des procédés de traitement chimiques ou biologiques (aérobie ou anaérobie).

A- Stabilisation chimique :

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

B- Stabilisation biologique :**-Stabilisation aérobie :**

Consiste à aérer les boues, non nourries dans des ouvrages semblables aux bassins d'aération, pendant une période prolongée qui provoque le développement de micro-organismes aérobies conduisant à leur propre auto oxydation avec digestion des boues. Le taux de réduction des matières organiques est fonction :

- de la durée de stabilisation,
- de la charge volumique,
- de la température,
- de la nature de la boue.

-Stabilisation anaérobie (digestion anaérobie) :

La digestion anaérobie comprend deux phases, le premier est la liquéfaction qui conduit à la production d'acides volatiles ; La seconde est la phase de gazéification où les acides volatiles produisent du gaz méthane. [13]

III.6.5.2.3.Le conditionnement :

L'épaississement naturel des boues est limité par des phénomènes physiques. Des forces électriques de répulsion entre particules de boues empêchent leur rapprochement et, en conséquence, ne permettent pas l'évacuation d'une fraction-importante- de l'eau interstitielle. Les procédés employés pour vaincre cette stabilité des suspensions de boues, les techniques de conditionnement, sont d'ordres physiques et chimiques et interviennent par l'augmentation de la taille et de la densité des particules après modification des propriétés électriques, chimique et structurales de celles-ci, c'est-à-dire la rupture de la stabilité colloïdale des boues, on distingue :

- Conditionnement chimique ;
- Conditionnement thermique. [12]

III.6.5.2.4.La déshydratation :

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

Pour ce faire, de très nombreux procédés sont disponibles :

A- Déshydratations artificielle :

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

□ La filtration

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

□ La déshydratation par centrifugation

Utilise des centrifugeuses du type décanteuse continue à un axe horizontal. **L'avantage** de cette technique réside dans son adaptation aux boues difficiles (boues huileuses).

L'inconvénient majeur est la consommation importante d'énergie et l'usure rapide.

Remarque :

La centrifugation sera employée lorsque le colmatage des autres procédés est trop rapide :

Cela correspond aux boues à forte compressibilité.

B- La déshydratation naturelle (séchage) :

- Les lits de séchage ;

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

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

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

- Lits de séchage plantés de roseaux

C'est un procédé de traitement des boues qui permet l'épaississement, la minéralisation et le stockage. Les boues produites par les stations d'épurations sont directement extraites du bassin d'aération et alimentent le lit planté de roseaux.

L'eau contenue dans les boues s'infiltré à travers le massif filtrant constitué de plusieurs couches de matériaux (sable, gravier, galets...) et est récupérée ensuite par des drains. La boue est retenue à la surface du massif.

III.6.5.3. Destination finale des boues :

Actuellement trois destinations ultimes sont possibles et pratiquées:

III.6.5.3.1. Valorisation des boues :**A- Valorisation agricole :**

Après traitement, les boues peuvent être valorisées en engrais organiques, susceptibles d'apporter des éléments fertilisants au sol et d'en stimuler l'activité biologique. Si elles sont chaulées dans de bonnes proportions, elles peuvent servir d'amendement basique afin de réduire l'acidité des sols. La pratique de l'épandage agricole constitue alors la phase ultime de la filière boue.

Les éléments toxiques ou nuisibles présents dans les boues peuvent être préjudiciable à l'utilisation agricole, parmi ces composés on cite :

- La présence des germes pathogènes, bactéries, virus, vers, larves de parasites, quand les boues sont susceptibles d'entrer en contact avec les végétaux destinés à l'alimentation humaine ;
- Les polluants organiques (de type pesticides, graisses...etc.) ;
- Les métaux lourds à caractère toxique.

Il faut savoir que :

- Tous les sols ne sont pas adaptés à recevoir des boues (sols argileux) ;
 - L'utilisation agricole n'est possible que durant certaines périodes de l'année.
- On doit prendre en considération les types de culture pratiquée et le climat.

B- Valorisation énergétique

Une autre manière de réduire les coûts d'exploitation et de diminuer l'empreinte écologique de l'élimination des boues d'épuration, consiste à diminuer l'énergie consommée par les installations voire à valoriser l'énergie produite (Méthanisation des boues).

Le séchage solaire présente ainsi l'intérêt direct de nécessiter de faibles consommations d'énergie : environ 250 kW par tonne d'eau évaporée, contre environ 850 kW par tonne évaporée pour le séchage direct et 950 kW pour le séchage indirect. [11]

C- Mise en décharge

La mise en décharge est considérée comme la dernière solution en matière d'évacuation des boues. Ces boues doivent être mises en décharges contrôlées.

Ces déchets devront satisfaire aux contraintes suivantes:

- Siccité minimale 30 % de MS,
- PH compris entre 4 et 13 ;
- Caractère minéral et non fermentescible.

D- L'incinération

La technique d'incinération est généralement utilisée pour les grandes stations d'épuration urbaines (manque de surface pour l'épandage ou la mise en décharge).

Le principe de l'incinération des boues est l'élimination totale d'eau interstitielle en réduisant les matières organiques par combustion.

L'incinération des boues présente l'avantage d'une réduction très considérable de la masse de déchets. Comme elle présente l'inconvénient d'engendrer un résidu (les cendres) où se trouvent concentrés les métaux lourds. [11]

III.7. conclusion :

L'eau est le véhicule de transport et de dissémination idéal de nombreux polluants. Les contraintes d'assainissement, de plus en plus strictes, exigent le traitement d'un nombre plus important de polluants (matières organiques, minérales, pathogènes et toxiques). Étant donnée la grande diversité de ces déchets, l'épuration d'un affluent résiduaire comporte plusieurs étapes, chacune spécifique aux caractéristiques particulières des éléments à traiter. D'un point de vue général, est sans vouloir être exhaustif, compte tenu de la diversité des procédés mis en œuvre selon les cas, l'épuration de l'eau amène toujours avant leur rejet dans le milieu naturel à :

- séparer et éliminer les matières en suspension. ;
- éliminer la pollution organique, principalement par voie biologique, et, plus récemment les pollutions azotées et phosphorées.

IV.1.Introduction :

Les systèmes d'épuration doivent être dimensionnés, conçus et exploités de telle manière qu'ils puissent traiter les flux de matières polluantes correspondant à leurs débits et leurs charges de référence. Un dimensionnement adapté est celui qui permet d'atteindre les objectifs épuratoires des eaux usées pour leur rejet dans le milieu naturel, ou leur réutilisation dans le domaine d'agriculture. Dans ce présent chapitre nous sommes appelés à dimensionner les différents ouvrages constituant la station d'épuration. Pour cela deux horizons de calcul sont choisis 2030 et 2045.

IV.2.Dimensionnement des ouvrages de la Station d'épuration :
L'acheminement de l'eau de l'amont vers l'aval de la station passe par les ouvrages suivant :

- Un déversoir d'orage
- Un prétraitement comprenant :
 - Le dégrilleur
 - Le déssableur-déshuileur
- Un traitement primaire comprenant :
 - Le décanteur primaire
- Un traitement biologique comprenant :
 - Le bassin d'aération
 - Le clarificateur
- Un traitement tertiaire comprenant :
 - Le bassin de désinfection
- Traitement des boues comprenant:
 - Épaississeur
 - Stabilisateur aérobie
 - Lit de séchage

Tableau IV.1 : données de bases.

Paramètres		Horizon 2030		Horizon 2045	
Charges Hydrauliques					
Débit moyen journalier		(m ³ /j)	1769,66	2430,72	
Débit moyen horaire		(m ³ /h)	73,74	93,56	
Débit de la station en temps de pluie		(m ³ /h)	368,68	506,4	
Charges polluantes					
DBO5	Concentration	(mg/l)	166,22		
	Charge polluante	Kg/j	294,15	404	
MES	Concentration	(mg/l)	377,28		
	Charge polluante	Kg/j	667.66	917	
DCO	Concentration	(mg/l)	240,28		
	Charge polluante	Kg/j	425.21	584	

➤ **Choix de la variante :**

Pour le dimensionnement de notre station, on a proposé deux variantes, le premier est à moyenne charge et la deuxième est à faible charge.

Pour commencer on va procéder à une étude comparative entre ces deux variantes.

IV.2.1. Etude de la variante à moyenne charge :

IV.2.1.1. Prétraitements :

Les prétraitements ont pour objectif d'éliminer les éléments les plus grossiers, qui sont susceptibles de gêner les traitements ultérieurs et d'endommager les équipements. Il s'agit des déchets volumineux (dégrillage), des sables et graviers (dessablage) et des graisses (dégraissage déshuilage).

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

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

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

L : Largeur de la grille (m).

α : Angle d'inclinaison de la grille avec l'horizontal = 60°

h_{\max} : Hauteur maximum admissible sur une grille (m). $h_{\max} = (0,15 - 1.5)$

β : Fraction de surface occupée par les barreaux.

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

Tel que :

d : épaisseur des barreaux (cm).

e : espacement des barreaux (cm).

Tableau IV.2: Espacement et épaisseur des barreaux.

paramètres	Grilles grossières	Grilles moyenne
d (cm)	2,00	1,0 à 2,0
e (cm)	5à10	2,0 à 3,0

σ : Coefficient de colmatage de la grille.

- La grille manuelle : $\sigma := 0.25$

- La grille mécanique : $\sigma := 0.5$

S : Surface de passage de l'effluent tel que : $S = Q_{pt}/v$

Q_{pt} : Débit de pointe (débit de la station) (m^3/s).

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

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

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

L'expression de la largeur devient alors :

$$L = \frac{Q_{PTP} \cdot \sin \alpha}{V \times h_{\max} (1 - \beta) \sigma} \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{(IV.3).}$$

❖ Horizon 2030 :

➤ calcul du dégrilleur moyenne :

On prend :

$$\alpha = 60^\circ$$

$$Q_{pt} = 102,421/s = 0,102 \text{ m}^3/s$$

$$V = 0,75 \text{ m/s}$$

$$h_{\max} = 0,75 \text{ m}$$

$$d = 2 \text{ cm}$$

$$e = 2 \text{ cm}$$

$$\beta = 0,5$$

$\sigma := 0,5$ grille automatique

Alors :

$$L = \frac{0,102 \times \sin 60}{0,75 \times 0,75 (1 - 0,5) \cdot 0,5} = 0,63 \text{ m}$$

$L = 0,63 \text{ m}$

A.2 Calcul des pertes de charge :

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

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

Avec:

ΔH : perte de charge (m).

β' : Coefficient dépendant de la forme des barreaux (forme circulaire : $\beta' = 1,79$)

e : espacement entre les barreaux (cm).

d : épaisseur des barreaux

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

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

V : vitesse d'écoulement dans la grille. (m/s).

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

Tableau IV.3 : les valeurs de β'

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

Donc :

$$\Delta H = 1,79 \times (2/2)^{1,33} \times (0,75)^2 / 19,62 \times 0,87 = 0,045 \text{ m}$$

$$\Delta H = 0,045 \text{ m}$$

A.3 Volume des déchets retenus:

$$V_{\min} = (\text{nbre d'habitant} \times \text{volume retenu}) \times 10^{-3} / 365.$$

$$V_{\min} = (9217 \times 2) \times 10^{-3} / 365 = 0,05 \text{ m}^3/\text{j}.$$

$$V_{\max} = (\text{nbre d'habitant} \times \text{volume retenu}) \times 10^{-3} / 365.$$

$$V_{\max} = (9217 \times 5) \times 10^{-3} / 365 = 0,126 \text{ m}^3/\text{j}.$$

$$V_{\text{moy}} = (V_{\max} + V_{\min}) / 2 = 0,088 \text{ m}^3/\text{j}.$$

Tableau IV.4: les résultats de dimensionnement de dégrilleur moyenne pour les deux horizons.

Ouvrage : dégrilleur	Unité	Horizon 2030	Horizon 2045
Débit de la station.	m^3/s	0,102	0,14
Épaisseur des barreaux d	Cm	2	2
Espacement des barreaux e	Cm	2	2
β	/	0,5	0,5
Perte de charge	M	0,045	0,045
largeur du dégrilleur	M	0,63	0,86
Volume max	m^3/j	0,126	0,173
Volume min	m^3/j	0,05	0,07
Volume moy	m^3/j	0,088	0,122
h max	m	0,75	0,75

❖ **Horizon 2030 :**➤ **calcul du dégrilleur grossier :**

On prend :

$\alpha = 60^\circ$

$Q_{\text{ptp}} = 102,42 \text{ l/s} = 0,102 \text{ m}^3/\text{s}$

$V = 0,75 \text{ m/s}$

$h_{\text{max}} = 0,75 \text{ m}$

$d = 2 \text{ cm}$

$e = 5 \text{ cm}$

$\beta = 0,29$

 $\sigma = 0,5$ grille automatique

Alors :

$$L = \frac{0,102 \times \sin 60}{0,75 \times 0,75 (1 - 0,29) \cdot 0,5} = 0,75 \text{ m}$$

$$L = 0,75 \text{ m}$$

A.2 Calcul des pertes de charge :

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

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

Avec:

 ΔH : perte de charge (m). β' : Coefficient dépendant de la forme des barreaux (forme circulaire : $\beta' = 1,79$)

e : espacement entre les barreaux (cm).

d : épaisseur des barreaux

g : accélération de la pesanteur (m/s^2). α : Angle d'inclinaison de la grille ($\alpha = 60^\circ$).

V : vitesse d'écoulement dans la grille. (m/s).

Les valeurs de β' sont représentées dans le tableau suivant :**Tableau IV.3 :** les valeurs de β'

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

Donc :

$$\Delta H = 1,79 \times \left(\frac{2}{5}\right) \times 1,33 \times \left(\frac{0,55}{19,62}\right) \times 0,87 = 0,078 \text{ m}$$

$$\Delta H = 0,078 \text{ m}$$

Tableau IV.4: les résultats de dimensionnement de dégrilleur grossier pour les deux horizons.

Ouvrage : dégrilleur	Unité	Horizon 2030	Horizon 2045
Débit de la station.	m ³ /s	0,102	0,14
Epaisseur des barreaux d	Cm	2	2
Espacement des barreaux e	Cm	5	5
β	/	0,29	0,29
Perte de charge	m	0,078	0,078
largeur du dégrilleur	m	0,75	1,0

➤ **Dessablage – Déshuilage :**

B.1 Dimensionnement du bassin de dessablage –déshuilage :

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

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

$$\frac{L}{H} \leq \frac{V_e}{V_s} \dots\dots\dots (IV.5).$$

Où :

V_e : la vitesse horizontale (vitesse d'écoulement est $0.2 < V_e < 0.5$ (m/s).

V_s : Vitesse de sédimentation. (vitesse est : $40 < V_s < 70$ (m³/m²/h) .

L : Longueur de bassin.

H : Profondeur de bassin.

$L/H = 6$.

Le temps de séjour et compris entre 3 à 5 minute au débit de pointe (de la station). $H = (1 - 2.5)$ m.

❖ **Horizon 2030:**

On prend :

$$Q_{ptp} = 0,102 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$V_e = 0,4 \text{ m/s}$$

$$V_s = 50 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h} = 0,014 \text{ m/s}$$

$$H = 1.5 \text{ m}$$

$$T_s = 5 \text{ minute}$$

-Le volume

$$V = Q_{ptp} \times t_s = 0,102 \times 5 \times 60 = 30,6 \text{ m}^3$$

$$V = 30,6 \text{ m}^3$$

Avec :

Q_{ptp} : le débit de la station.

-La surface horizontale

La surface horizontale S_h sera :

$$S_h = \frac{Q_{ptp}}{V_s} = \frac{0,102}{0,014} = 7,29m$$

$$S_h = 7,29m^2$$

-La longueur

$$L / l = 6$$

$$S_h = L^2 / 6 \Rightarrow L^2 = S_h \times 6 = 43,74m$$

$$L = 6,61m$$

-La Largeur :

$$S_h = L \times l = 7,29 m \Rightarrow l = S_h / L = 7,29 / 6,61 = 1,10m$$

$$l = 1,10m$$

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

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

$$q_{air} = Q_p \cdot V \dots\dots\dots (IV.6)$$

V : le volume d'air à injecter (m³).

Q_{ptp} : débit de la station.

Donc: q_{air} = 0.102×1.5=0,15 m³ d air/s=540,0 m³ d air/h

$$q_{air} = 540,0 m^3 d air/h$$

B.2 Calcul des quantités des matières éliminées par le déssableur :

D'après le rapport MES DEO₅ obtenu, le % de MVS (matières volatiles en suspension) est évalué à 75% et MM (matières minérales) à 25% des MES total ; c'est-à-dire :

$$MES = 70\% MVS + 30\% MM \dots\dots\dots (IV.7)$$

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

$$MES = 667,66Kg/j$$

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

$$MVS = 667,66 \times 0,70 = 467,36 Kg/j$$

$$MVS = 467,36 Kg/j$$

Les matières minérales contenues dans les MES sont :

$$MM = 667,66 \times 0,30 = 200,30 Kg/j$$

$$MM = 200,30Kg/j$$

Les matières minérales éliminées

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

$$MMe = 200,3 \times 0,7 = 140,21 Kg/j$$

$$MMe = 140,21 Kg/j$$

Donc :

Les matières minérales à la sortie de déssableur

$$MMs = MMt - MMe$$

$$MMs = 200,30 - 140,21 = 60,09 kg/j$$

$$MMs = 60,09 kg/j$$

Donc :

Les MES à la sortie de déssableur :

$$MESs = MVS + MMs$$

$$MESs = 467,36 + 60,09 = 527,45 kg/j$$

$$MESs = 527,45 kg/j$$

❖ Pour l'horizon 2045(extension) :

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

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

$$\text{Donc : } Q_{\text{ptp}} = 0,142 - 0,102 = 0,04 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{ptp}} = 0,04 \text{ m}^3/\text{s}$$

Avec :

Q_{ptp} : débit de la station (débit en temps de pluie).

MES à l'entrée = $917,0 - 667,66 = 249,34 \text{ kg/j}$.

On opte aussi la même forme de dessableur-déshuileur (rectangulaire) avec les caractéristiques suivantes :

Ts: 10minute.

$L/l = 6$.

$H = (1 - 2.5) \text{ m}$. On prend $H=1.5\text{m}$

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

Tableau IV.5: Dimensionnement du dessableur-déshuileur.

Désignation	Unités	Horizons	
		2030	2045
Surface horizontale (Sh)	m ²	7,29	2,86
Largeur	m	1,10	0,69
Longueur	m	6,61	4,14
Temps de séjour par temps de pluie	min	5,0	5,0
Quantité d'air à injecter (q_{air})	m ³ d'air/h	540,0	216,0
Matières minérales en suspension totales (MM)	Kg/j	200,3	74,8
Matières minérales en suspension éliminées	Kg/j	140,21	52,36
Matières minérales en suspension restantes	Kg/j	60,09	22,44
Matières volatiles en suspension totales	Kg/j	467,36	174,54
Matières en suspension restantes	Kg/j	527,45	197,0

IV.2.1.2. Le traitement primaire (décantation primaire) :

➤ Dimensionnement de décanteur primaire :

Les principaux paramètres de calcul du décanteur sont :

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

$$V_{\text{lim}} = Q_{\text{ptp}} / S \dots\dots\dots (\text{IV.8})$$

- Q_{ptp} : débit de la station.

- S : surface totale

Le temps de séjours est compris entre 1 et 2 heures. [14]

La hauteur d'eau dans l'ouvrage : la hauteur minimum est de 2m.

❖ Horizon 2030 :

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

Tableau IV.6 : les valeurs de la vitesse limite en fonction de $Q_{moy h}$ [9]

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

$K = Q_{pts} / Q_{moy h} = 5$ donc d'après ce tableau on tire la vitesse $V_{lim} = 3,75 m/h$

Avec

Q_{pts} : débit de pointe au temps sec.

Q_m : débit moyen horaire.

La surface horizontale du décanteur:

$$S_h = Q_{ptp} / V_{lim} = 368,68 / 3,75 = 98,31 \text{ m}^2$$

$$S_h = 98,31 \text{ m}^2$$

Q_{ptp} : débit de la station.

Volume du décanteur :

On prend $t_s = 1,5 h$

$$V = Q_{ptp} \times t_s = 368,68 \times 1,5 = 553,0 \text{ m}^3$$

$$V = 553,0 \text{ m}^3$$

La hauteur du décanteur :

$$H = V / S_h = 553,0 / 98,31 = 5,64 m.$$

$$H = 5,64 m$$

Remarque :

Il faut prévoir une hauteur de revanche contre le débordement de 0,75m;

Le diamètre du décanteur:

$$D = \sqrt{\frac{4V}{\pi H}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 553}{3,14 \cdot 3,143}} = 15,13 m$$

$$D = 15,31 m$$

Avec :

-D : diamètre du décanteur (m) ;

-V : volume du décanteur (m^3) ;

-h : hauteur du décanteur (m) .

Détermination du temps du séjour :

pour le débit moyen horaire

$$T_s = V / Q_{moy} = 553 / 73,74 = 7,50 h.$$

$$T_s = 7,50 h$$

pour le débit de pointe par temps de pluie.

$$T_s = V / Q_{ptp} = 553,0 / 368,68 = 1,5 h.$$

$$T_s = 1,50 h$$

Calcul de la quantité de boues éliminées :

Sachant que le décanteur primaire permet l'élimination de 30% de DBO_5 et 60% de MES et connaissant les charges de pollution à l'entrée du décanteur : [9]

$$\text{DBO}_5 = 294,15 \text{ Kg/j.}$$

$$\text{MES}' = 527,45 \text{ Kg/j.}$$

Les charges éliminées par la décantation primaire sont donc :

$$\text{DBO}_5 \text{ e} = 0,3 \times \text{DBO}_5 = 0,3 \times 294,15 = 88,25 \text{ Kg/j}$$

$$\text{DBO}_5 \text{ e} = 88,25 \text{ Kg/j}$$

$$\text{MES e} = 0,6 \times \text{MES}' = 0,6 \times 527,45 = 316,47 \text{ Kg/j}$$

$$\text{MES e} = 316,47 \text{ Kg/j}$$

Les charges à la sortie du décanteur primaire :

$$\text{MES s} = \text{MES}' - \text{MES e} = 527,45 - 316,47 = 211,0 \text{ Kg/j}$$

$$\text{MES s} = 211,0 \text{ Kg/j}$$

$$\text{DBO}_5 \text{ s} = \text{DBO}_5 - \text{DBO}_5 \text{ e} = 294,15 - 88,25 = 205,9 \text{ Kg/j}$$

$$\text{DBO}_5 \text{ s} = 205,9 \text{ Kg/j}$$

❖ Pour l'horizon 2045 (extension) :

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

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

$$\text{Donc : } Q_{\text{ptp}} = 0,142 - 0,102 = 0,04 \text{ m}^3/\text{s}$$

Avec :

Q_{ptp} : débit en temps de pluie (débit de la station).

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

$$\text{DBO}_5 = \text{DBO}_5(2045) - \text{DBO}_5(2030) = 404 - 294,15 = 109,85 \text{ Kg/j.}$$

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

Tableau IV.7: dimensions du décanteur primaire pour les deux horizons.

Désignation	Unité	2030	2045
débit de la station	m ³ /s	0,102	0,040
Surface horizontale	m ²	98,31	38,4
Volume	m ³	553	216
Hauteur d'eau + hauteur de revanche	m	6,4	2,625
Diamètre	m	15,31	12,11
MES entrées	Kg /j	527,45	197,0
DBO5 entrée	Kg /j	294,15	109,85
MES éliminée	Kg /j	316,47	118,6
DBO5 éliminée	Kg /j	88,25	38,45
MES sorties	Kg /j	211,0	78,8
DBO5 sortie	Kg /j	205,9	71,41

IV.2.1.3. Les traitements secondaires :

Le traitement biologique est réalisé dans un ensemble complet qui comprend :

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

➤ **Dimensionnement du bassin d'aération :**

La charge massique (C_m) :

$$0,2 < C_m < 0,5 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg.MVS.j.} \quad [14]$$

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

On prend une charge massique : $C_m = 0,5 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS j}$

La charge volumique (C_v) : [13]

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

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

$$C_v = 1.2 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3/\text{j}$$

C_v permet d'estimer la capacité 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 coté L.

Tel que :

$$S_h = 2 \times l^2 \quad \dots \dots \dots (IV.9)$$

Le volume du bassin :

$$V_a = L_0 / C_v \quad \dots \dots \dots (IV.10)$$

C_v : Charge volumique (kg DBO₅/ m³.j) $C_v = 1.2 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3/\text{j}$

L_0 : charge polluante (kg DBO₅/j).

$$L_0 = 205,9 \text{ kg/j}$$

Donc : $V = L_0 / C_v = 205,9 / 1,2 = 171,58 \text{ m}^3$

$$V = 171,58 \text{ m}^3$$

La hauteur du bassin :

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

$$H = 3,5 \text{ m}$$

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

Surface horizontale du bassin :

$$S_h = V / H = 171,58 / 3,5 = 49 \text{ m}^2$$

$$S_h = 49 \text{ m}^2$$

$$L = 2 \times l \Rightarrow l = \sqrt{(S_h / 2)} = \sqrt{(49 / 2)} = 5,0 \text{ m} \rightarrow L = 2 \times 5 = 10,0 \text{ m}$$

La masse de boues dans le bassin :

$$L = 10,0 \text{ m}$$

$$X_a = \frac{L_0}{C_m} = \frac{205,9}{0,4} = 514,75 \text{ kg}$$

$$X_a = 514,75 \text{ kg}$$

Concentration de boues dans le bassin :

$$[X_a] = X_a / V = 514,75 / 171,58 = 3,0 \text{ kg/m}^3$$

$$[X_a] = 3,0 \text{ kg/m}^3$$

V : Volume du bassin d'aération.

Calcul du temps de séjour :

Pour le débit moyen horaire

$$T_s = \frac{V}{Q_p} = \frac{171,58}{73,74} = 2,33 \text{ h}$$

$$T_s = 2,33 \text{ h}$$

Pour le débit de pointe en temps de pluie.

$$T_s = \frac{V}{Q_p} = \frac{171,58}{368,68} = 0,5 \text{ h}$$

$$T_s = 0,5 \text{ h}$$

Concentration de l'effluent en DBO₅ :

$$S_o = L_0 / Q_{\text{moy.j}} = 205,9 / 1769,66 = 116,35 \text{ mg/l}$$

$$S_o = 116,35 \text{ mg/l}$$

La charge polluante à la sortie du décanteur secondaire ($S_f = 30 \text{ mg/l}$)

La charge polluante exprimée en DBO_5 à la sortie du décanteur secondaire a une concentration S_f conforme aux normes de rejets fixées à 30 mg/l de DBO_5 .

D'où la charge :

$$L_f = S_f \cdot Q_{\text{moy j}} = 0,03 \times 1769,66 = 53,0 \text{ Kg DBO}_5/\text{j} \quad \boxed{L_f=53,0 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}}$$

La charge polluante en DBO_5 éliminée L_e

$$L_e = L_o - L_f = 205,9 - 53,0 = 152,81 \text{ Kg DBO}_5/\text{j} \quad \boxed{L_e=152,81 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}}$$

Le rendement de l'épuration

$$\eta_{\text{ep}} = (L_o - L_f) / L_o = (152,81/205,9) \cdot 100 = 74,21\% \quad \boxed{\eta_{\text{ep}}= 74,21 \%}$$

Besoins théoriques en oxygène :

Les bactéries constituant la boue activée ont besoin d'oxygène d'une part pour se nourrir et de se développer à partir de la pollution éliminée et d'autre part par la dégradation de la matière organique ; cet oxygène est apporté généralement par des aérateurs.

La quantité théorique d'oxygène est la somme de celle nécessaire à la synthèse cellulaire plus celle nécessaire à la respiration endogène.

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

$$q_{o_2} = a' L_e + b' X_a \quad (\text{Kg/j}) \quad \dots \dots \dots \quad (\text{IV.11})$$

L_e : DBO_5 éliminée dans le bassin d'aération par jour (Kg).

X_a : quantité de boues (MVS) présentes par jour dans le bassin d'aération (Kg)

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

$$0,48 < a' < 0,65 \quad a' = 0,6$$

$$b' : \text{coefficient cinétique de respiration endogène} \\ 0,08 < b' < 0,11 \quad b' = 0,08$$

La quantité d'oxygène journalière

$$q_{o_2} = 0,6 \times 152,81 + 0,08 \times 514,75 = 132,87 \text{ Kg O}_2/\text{j} \quad \boxed{q_{o_2}=132,87 \text{ Kg O}_2/\text{j}}$$

La quantité d'oxygène horaire

$$q_{o_2/24} = 132,87 / 24 = 5,54 \text{ Kg O}_2/\text{h} \quad \boxed{q_{o_2/24}=5,54 \text{ Kg O}_2/\text{h}}$$

La quantité d'oxygène nécessaire par m^3 du bassin

$$q_{o_2/\text{m}^3} = q_{o_2} / v = 132,87 / 171,58 = 0,77 \text{ Kg O}_2/\text{m}^3/\text{j} \quad \boxed{q_{o_2/\text{m}^3} = 0,77 \text{ Kg O}_2/\text{m}^3/\text{j}}$$

La quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe

$$q_{o_2_{\text{pte}}}^2 = (a' L_e / T_d) + (b' \cdot X_a / 24) \quad \dots \dots \dots \quad (\text{IV.12})$$

T_d : période diurne en heures $T_d = 16\text{h}$.

$$q_{o_2_{\text{pte}}}^2 = ((0,6 \times 152,82) / 16) + ((0,08 \times 514,75) / 24) = 7,45 \text{ Kg O}_2/\text{h}.$$

Besoin réel en pointe en oxygène :

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

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

$$q_{o_2\text{réel}} = \frac{q_{o_2}}{\alpha \cdot \beta} \dots\dots\dots(\text{ IV.13})$$

α : Rapport des coefficients de transfert d'eau usée en eau propre. Les coefficients de transfert dépendants de la nature de l'eau (MES, tensio-actif) et du système d'aération.

$$\beta = \frac{C_s(\text{eau usée})}{C_s(\text{eau épurée})} \dots\dots\dots(\text{ IV.14})$$

β : Tel que : $0,8 \leq \beta \leq 0,95$ [15]

On prend : $\beta=0,80$

$$q_{o_2\text{réel jour}} = \frac{132,87}{0,8 \times 0,8} = 207.61 \text{ Kg } O_2/h$$

$$q_{o_2\text{réel}} = \frac{7,45}{0,8 \times 0,8} = 11,64 \text{ Kg } O_2/h.$$

$$q_{o_2\text{réel}} = 11,64 \text{ kg } O_2/h$$

➤ **Calcul des caractéristiques de l'aérateur :**

Calcul de la puissance de l'aération nécessaire (En) :

Les apports spécifiques des aérateurs de surface ont souvent été compris entre (1 et 2) kgO_2/kwh .

$$E_n = \frac{q_{O_2}}{E_a} \dots\dots\dots(\text{ IV.15})$$

E_n : Puissance de l'aération nécessaire.

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

E_a : quantité d'O₂ par unité de puissance.

On prend : $E_a= 1,5 \text{ kgO}_2/ \text{ kwh}$ [15]

Donc :

$$E_n = \frac{11,64}{1,5} = 7,76 \text{ Kw}$$

$$E_n = 7,76 \text{ kw}$$

Puissance de brassage :

La puissance de brassage est donnée par la relation suivante

$$E_b = S_h \times Pa \dots\dots\dots(\text{ IV.16})$$

Pa : puissance spécifique absorbée.

La puissance spécifique absorbé (Pa) pour les aérateurs de surface est
 $Pa=80w/m^2$

Sh : surface horizontale du bassin.

Donc : $E_b=S_h \times Pa=49 \times 80=3,92 \text{ kw}$.

$$E_b=3,92 \text{ kw}$$

Calcul de nombre d'aérateurs dans le bassin :

$$Na=En / Eb =7,76 /3,92 =1,98$$

On prend deux aérateurs (Na=2).

Bilan de boues :

Calcul de la quantité des boues en excès

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

$$\Delta X = X_{\min} + X_{dur} + a_m L_e - b X_a - X_{eff} \dots \dots \dots ((IV.17). [10]$$

Avec :

X_{\min} : Boues minérales. (25 % de MES).

X_{dur} : Boues difficilement biodégradables (appelées matières dures), elles représentent 0,3 à 0,35 des MVS. [9]

a_m : Coefficient de rendement cellulaire (g cellulaires formées /g DBO5 éliminées).

a_m : Varies entre 0, 55 < a_m < 0, 65. On prend $a_m= 0.6$.

L_e : Quantité de DBO5 à éliminer (Kg/j).

b : Fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène.
 $b=0,07$

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

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

La charge journalière en MES à la sortie de décanteur primaire est 211,0Kg/j

$$X_{\min} = 0,3 \times 221,0 = 63,3 \text{ Kg/j}$$

$$X_{dur} = 0.3 \text{ MVS.}$$

$$X_{dur} = 0.3 (0.75 \times 221,0) = 47,48 \text{ kg/j.}$$

$$a_m L_e = 0.6 \times 152,82 = 91,69 \text{ Kg/j}$$

$$b X_a = 0.07 \times 514.75 = 36,03 \text{ Kg/j}$$

$$X_{eff} = 0.03 \times 1769.66 = 53 \text{ Kg/j}$$

$$\text{Alors: } \Delta X = 63,30 + 47,48 + 91,69 - 28,83 - 53 = 120,64 \text{ Kg/j}$$

$$\Delta X = 120,64 \text{ Kg/j}$$

Concentration de boues en excès :

$$X_m = \frac{1200}{I_m} \dots \dots \dots \text{(IV.18)}$$

Avec :

X_m : Concentration de boues en excès (kg/j).

I_m : L'indice de Mohlman.

I_m : Indique la bonne décantabilité des boues s'il se trouve dans la fourchette :
(100÷150). [16]

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

On prend : $I_m = 120$

D'où :

$$X_m = 10,0$$

Le débit de boues en excès

Ce débit est donné par :

$$Q_{\text{exés}} = \frac{\Delta X}{X_m} = \frac{120,64}{10,0} = 12,06 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{\text{b.exés}} = 12,06 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le débit spécifique par m³ de bassin :

$$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V} \dots \dots \dots \text{(IV.19)}$$

V : volume de bassin

Donc : $q_{sp} = \frac{120,64}{171,58} = 0,70 \text{ Kg/m}^3/\text{j}$

$$q_{sp} = 0,70 \text{ Kg / m}^3/\text{j}$$

Les boues recyclées :

Dans le but de maintenir une concentration moyenne constante de boues dans le bassin d'aération, une optimisation de l'activité de la biomasse bactérienne et d'éviter l'accumulation des boues dans le clarificateur, on procède à un recyclage d'une partie des boues dans le bassin d'aération. En effet, si la quantité de boues recyclées est insuffisante, le volume des boues stockées dans le décanteur secondaire sera trop important.

Dans ce cas, on assiste à un passage en anaérobiose qui provoque une remontée des boues dans le clarificateur.

Le taux de recyclage :

Il peut varier de 15 à 100% de débit de l'effluent produit.

Il est donné par l'expression suivante :

$$R = \frac{100[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]} \dots \dots \dots \text{(IV.20)}$$

- R : taux de recyclage(%)

- $[X_a]$: concentration des boues dans le bassin = 3,0 Kg/m³

$$R = \frac{100.3,0}{\frac{1200}{125} - 3,0} = 33,33$$

$$R=33,33\%$$

Le débit des boues recyclées :

$$Q_r = R Q_j \dots\dots\dots (IV.21)$$

Donc :

$$Q_r = 0.33 \times 1769,66 = 601,68 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_r = 601,68 \text{ m}^3/\text{j}$$

Remarque :

Le débit des boues recyclé est tributaire du débit journalier arrivant à la station d'épuration.

Age des boues :

C'est le rapport entre la quantité de boues présentes dans le bassin d'aération et la quantité de boues retirées quotidiennement.

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X} \dots\dots\dots (IV.22)$$

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X} = \frac{514,75}{120,64} = 4,27 \text{ jours.}$$

$$A_b=4,27 \text{ jours}$$

➤ **Calcul du clarificateur (décanteur secondaire) :**

Données de base :

Le temps de séjour : $t_s = (1,5 \div 2)$ heure .On prend $t_s = 2,0$ h. [16]

Le débit de pointe en temps de pluie (de la station) : $Q_{ptp} = 368,68 \text{ m}^3/\text{h}$.

Le volume du clarificateur :

$$V = Q_{ptp} \cdot t_s = 368,68 \times 2,0 = 737,36 \text{ m}^3$$

on projette deux bassins circulaire de volume identique de :

$$V=368,68 \text{ m}^3$$

Hauteur du clarificateur :

La hauteur du décanteur est : $H = (3 \div 5)$ m.

On prend : $H = 3,5$ m

La surface horizontale du décanteur :

$$Sh = v/h = 368,68 / 3,5 = 105,38 \text{ m}^2$$

$$Sh=105,38 \text{ m}^2$$

Le diamètre du décanteur :

$$D = \sqrt{\frac{4V}{\pi \times H}} = \sqrt{\frac{4 \times 368,68}{3,14 \times 3,5}} = 11,58 \text{ m.}$$

$$D=11,58 \text{ m}$$

Le temps de séjour :

$$T_s = V / Q$$

Pour le débit moyen horaire :

$$T_s = V / Q_{moy} = 368,68 / 73,74 = 5,0 \text{ h}$$

$$TS=7,50 \text{ h}$$

Pour le débit de pointe par temps de pluie :

$$T_s = V / Q_{ptp} = 368,68 / 368,68 = 1,0 \text{ h}$$

$$T_s = 1,0 \text{ h}$$

❖ Pour l'horizon 2045 (extension) :

Pour cet horizon, on dimensionne le bassin d'aération et le clarificateur avec la différence des débits des deux horizons :

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

$$\text{Donc : } Q_{ptp} = 0,142 - 0,102 = 0,040 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Avec :

Q_{ptp} : débit en temps de pluie (débit de la station).

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

$$DBO_5 = DBO_{5e} - DBO_{5s} = 109,86 - 38,45 = 71,41 \text{ Kg/j}$$

$$MES = MES_e - MES_s = 197 - 118,6 = 78,4 \text{ Kg/j}$$

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

Tableau IV.8 : Résultats de calcul de traitement biologique pour l'horizon 2045.

Désignations	Unité	2030	2045
Données de base			
Débit moyen journalier $Q_{moy j}$	m^3/j	1769,66	661,06
Débit moyen horaire $Q_{moy h}$	m^3/h	73,74	27,54
Débit de pointe en temps de pluie Q_{ptp}	m^3/h	368,68	137,72
Charge polluante à l'entrée du bassin L_o	Kg/j	205,9	71,41
Concentration de l'effluent en DBO_5 S_o	mg/l	116,35	40,35
La charge polluante à la sortie L_f	$\text{Kg}DBO_5/\text{j}$	53,0	19,92
La charge polluante éliminée L_e	$\text{Kg}DBO_5/\text{j}$	152,82	51,49
	%	74,26	72,10
Dimensionnement du bassin d'aération			
Volume du bassin V	m^3	171,58	59,51
Nombre	-	1	1
Hauteur du bassin H	m	3,5	3,5
Surface horizontale du bassin Sh	m^2	49,0	17,0
Le coté du bassin L	m	7,0	4,12
La masse de boues dans le bassin X_a	Kg	514,75	178,53
Concentration de boues dans le bassin $[X_a]$	Kg / m^3	3,0	3,0

Temps de séjours T_s			
débit moyen horaire	h	2,33	2,16
débit de la station	h	0,5	0,43
Besoin en oxygène			
Besoins journaliers en oxygène : q_{O_2}	KgO ₂ /j	132,87	45,18
La quantité d'oxygène horaire $q_{O_2/24}$	KgO ₂ /h	5,54	1,88
La quantité d'oxygène nécessaire pour un m ³ du bassin q_{O_2/m^3}	KgO ₂ /m ³ .j	0,77	0,032
Besoins en pointe horaire en oxygène q_{O_2pte}	KgO ₂ /h	7,45	2,53
Calcul de l'aérateur de surface à installer			
Besoin réel de pointe en oxygène	KgO ₂ /h	11,64	3,95
puissance de l'aération nécessaire	Kw	7,76	2,63
puissance de brassage	Kw	3,92	1,36
nombre d'aérateurs dans le bassin	-	2	2

Bilan de boues			
la quantité des boues en excès Δx	Kg/j	120,64	39,94
Concentration de boues en excès X_m	Kg/m ³	10,0	10,0
Le débit de boues en excès $Q_{excès}$	m ³ /j	12,06	4,0
Le débit spécifique par m ³ de bassin q_{sp}	Kg/m ³ .j	0,70	0,67
Le taux de boues recyclées R	%	33,33	33,33
Le débit des boues recyclées Q_r	m ³ /j	601,68	218,15
Age des boues A_b	j	4,27	4,47
Caractéristiques du clarificateur			
Forme	circulaire	circulaire	circulaire
Nombre de bassins	-	2	1
Surface horizontale	m ²	158,0	78,70
Diamètre	m	14,18	10,0
Volume	m ³	368,68	275,44
Hauteur	m	3,5	3,5
Temps de séjours T_s			
débit moyen horaire	h	7,50	10
débit de la station	h	1,50	2

IV.2.1.4. Traitement tertiaire:

Le traitement biologique ne permet pas à lui seul d'éliminer de façon satisfaisante les germes pathogènes ; ce qui implique en cas de réutilisation de l'eau épurée, une désinfection. La chloration est utilisée depuis longtemps pour son action bactéricide et apparaît comme élément complémentaire de traitement indispensable dès lors que les eaux sont destinées à l'agriculture.

En Algérie, l'hypochlorite de sodium (eau javel) est le produit désinfectant le plus utilisé dans les stations d'épuration à cause de sa disponibilité sur le marché et son fiable coût.

Dose du chlore à injecter :

La dose du chlore nécessaire dans les conditions normales pour un effluent traité est de 5 à 10 mg/l pour un temps de contact de 30 minutes. [15]

On utilise une dose de 10 mg/l pendant un temps de contact de 30 mn. [16]

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

La dose journalière en chlore :

$$D_j = Q_{\text{moy } j} \times (Cl_2) = 1769,66 \times 0,01 = 17,70 \text{ Kg/j}$$

$$D_j = 17,70 \text{ kg/j}$$

Calcul de la quantité de la javel pouvant remplacer la quantité du chlore :

On prend une solution d'hypochlorite à 20°

1° de chlorométrie → 3,17 g de Cl₂/ NaClO

20° de chlorométrie → X

$$X = 3,17 \cdot 20 / 1 = 63,4 \text{ g de Cl}_2 / \text{NaClO}$$

La quantité d'hypochlorite de sodium nécessaire :

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

$$Q_j \rightarrow 17,70$$

$$Q_j = 17,70 / 63,4 = 0,28 \text{ m}^3 (\text{NaClO})/j$$

$$Q_j = 0,28 \text{ m}^3 (\text{NaClO})/j$$

La quantité annuelle d'hypochlorite :

$$Q_a = Q_j \cdot 365 = 0,28 \times 365 = 102,2 \text{ m}^3 (\text{NaClO}) / \text{an} \quad Q_a = 102,2 \text{ m}^3 (\text{NaClO}) / \text{an}$$

➤ Dimensionnement du bassin de désinfection :

$$Q_{\text{ptp}} = 368,68 \text{ m}^3 / \text{h} \text{ (débit de pointe au temps de pluie)}$$

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

Le volume du bassin :

$$V = Q_{\text{pte}} \times T_s = 368,68 \times 30 / 60 = 184,4 \text{ m}^3$$

$$v = 184,4 \text{ m}^3$$

La hauteur du bassin :

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

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

La surface horizontale :

$$S_h = V / H = 184,4 / 3 = 61,47 \text{ m}^2$$

$$S_h = 61,47 \text{ m}^2$$

La largeur et la longueur :

$$\text{On prend : } L = 2 \times B$$

$$B = \sqrt{(S_h / 2)} = 5,50 \text{ m.}$$

On prend:

$$B = 5,50 \text{ m}$$

Alors : $L = 2 \times 5,50 = 11,0\text{m}$

L=11,0m

Avec

L : longueur du bassin de désinfection.

B : largeur du bassin de désinfection.

❖ Pour l'horizon 2045 :

Pour cet horizon, on dimensionne le bassin de désinfection avec la différence des débits des deux horizons :

Débit de la station

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

$$Q_{\text{ptp}} = 506,4 - 368,68 = 137,72 \text{ m}^3/\text{h}$$

Débit moyen journalier :

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

$$Q_{\text{moy.j}} = 2430,72 - 1769,66 = 661,06 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les résultats de dimensionnement du bassin de désinfection pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant.

Tableau IV.9 : résultats de dimensionnement du bassin de désinfection pour les deux horizons.

Caractéristiques du bassin	Unité	Horizon	
		2030	2045
Volume	m ³	184,4	68,86
Hauteur	m	3	3
Surface horizontale	m ²	61,47	22,95
Longueur	m	10,0	6,77
Largeur	m	5,5	3,39
Dose journalière en chlore	Kg/j	17,7	6,61
La quantité d'hypochlorite nécessaire :	m ³ /j	0,28	0,10
La quantité annuelle d'hypochlorite :	m ³ /an	102,2	36,5

IV.2.1.5. Traitement des boues :

IV.2.1.5.4 Dimensionnement :

A-1- l'épaississeur :

Il reçoit les boues issues du décanteur primaire et secondaire.

La production journalière des boues est de:

Boues issues du décanteur primaire :

La boue primaire : $DX_p = DBO_{5e} + MESe$

$$DX_p = 88,25 + 316,47 = 404,72 \text{ Kg/j}$$

$$DX_p = 404,72 \text{ Kg/j}$$

Boues issues du décanteur secondaire :

Boues secondaire $DX_s = 120,6 \text{ Kg/j}$ (Représente les boues en excès)

la quantité totale journalière des boues sera :

$$DX_t = DX_p + DX_s = 404,72 + 120,6 = 525,32 \text{ Kg/j}$$

$$DX_t = 525,32 \text{ Kg/j}$$

La concentration des boues :

A l'entrée de l'épaississeur les boues fraîches ont les concentrations moyennes suivantes :

- Boues primaires : $(20 \div 30) \text{ g/l}$ [17]

- Boues secondaire : $(10 \div 30) \text{ g/l}$ [17]

Calcul du débit journalier reçu par l'épaississeur :**Calcul du débit journalier de boues entrant dans l'épaississeur :**

Le débit arrivant du décanteur primaire :

$$Q_1 = DX_p / S_1$$

DX_p : quantité issues du décanteur primaire

S_1 : concentration des boues.

On prendra $S_1 = 25 \text{ g/l}$

$$Q_1 = 404,72 / 25 = 16,19 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_1 = 16,19 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le débit arrivant du décanteur secondaire :

$$Q_2 = DX_s / S_2$$

S_2 : concentration des boues.

On prendra $S_2 = 10 \text{ g/l}$

$$Q_2 = 120,6 / 10 = 12,06 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_2 = 12,06 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le débit total (Q_t) :

$$Q_t = Q_1 + Q_2 = 16,19 + 12,06 = 28,25 \text{ m}^3/\text{j}$$

La concentration du mélange (S) :

$$S = DX_t / Q_t = 525,32 / 28,25 = 18,59 \text{ Kg/m}^3$$

Le volume de l'épaississeur :

$$V = Q_t \cdot T_s = 28,25 \times 2 = 56,5 \text{ m}^3$$

$$V = 56,5 \text{ m}^3$$

T_s : temps de séjours = 2j.

La surface horizontale :

Pour une profondeur de $H = 3 \text{ m}$. On calcule :

$$Sh = V / H = 56,5 / 3 = 18,83 \text{ m}^2$$

$$Sh = 18,83 \text{ m}^2$$

Le diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4.Sh}{\pi}} = \sqrt{\frac{4.18,83}{\pi}} = 4,90\text{m}$$

$$D=4,90\text{m}$$

Caractéristiques des boues épaissies :

La concentration des boues après épaississement par décantation est de l'ordre de 80 à 100 g/l. [16]

Calcul du débit des boues épaissies :

$$C_{be}=80\text{g /l.}$$

$$Q_d = DXt / 80 = 525,32 / 80 = 6,57 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_d = 6,57 \text{ m}^3/\text{j}$$

A-2-Stabilisateur aérobie :

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

L'oxygénation est assurée par des aérateurs de surface ou insufflation d'air pour maintenir une concentration d'oxygène au moins égale à 2mg / l.

La quantité de MVS contenue dans les boues :

$$\text{MES}=527,45 \text{ kg/j}$$

$$\text{MM} =200,3 \text{ kg/j}$$

$$\text{MVS}=467,36 \text{ kg/j}$$

La quantité de MVS à la sortie du bassin de stabilisation :

$$(\text{MVS}) \text{ sortie} = \text{MVS} - 0,45 \times \text{MVS} = 467,36 - 0,45 \times 467,36$$

$$(\text{MVS}) \text{ sortie} = 257,05 \text{ kg/j}$$

$$(\text{MVS})_s = 257,05 \text{ kg/j}$$

Temps de séjour :

L'élimination des MVS est souvent traduite par la relation suivante :

$$B_a = B_{a0} \cdot 1^{K_s T} \dots \dots \dots \text{(IV.23)}$$

Ba0 : représente la quantité de MVS au temps initiale ;

Ba : représente la quantité de MVS au temps t ;

Ks : le taux d'élimination des MVS qui dépend de la boue, de la température et également des traitements précédant la digestion.

Les valeurs de Ks s'échelonnent entre 0,5 et 0,05, nous prenons Ks=0,05.

L'alimentation se faisant régulièrement une fois par jour et le mélange étant inégale, la fraction volatile de boues maintenues dans le bassin sera telle que :

$$B_a = B_{a0} \cdot 1^{K_s T} = 0,95 \cdot B_{a0} \dots \dots \dots \text{(IV.24)}$$

Et la fraction volatile stabilisée sera :

$$(1-0,95) \cdot B_a = 45\% \text{ de MVS stabilisé}$$

$$0,05 B_a = 0,45 \times 257,05 = 210,31 \text{ kg}$$

$$\text{Alors : } B_a = 2313,45 \text{ kg}$$

$$B_a = 2313,45 \text{ kg}$$

L'extraction journalier est de 257,05 Kg MVS /J, l'âge des boues en stabilisation sera donc :

$$T = \frac{2313,45}{257,05} = 9 \text{ jours}$$

$$T=9 \text{ jours}$$

Boues en excès dans le stabilisateur :

$$Q_{\text{exces}} = MM + (MVS) s = 200,3 + 257,05 = 457,35 \text{ kg de boues/jour}$$

$$Q_{\text{exces}} = 457,35 \text{ kg de boues / jour}$$

➤ **Dimensionnement du bassin de stabilisation :**

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

$$Mb = Q_{\text{excés}} \times t = 457,36 \times 9 = 4116,15 \text{ kg.}$$

$$Mb = 4116,15 \text{ kg}$$

Sachant que les boues épaissies peuvent atteindre des taux de concentration Cbe de 80 à 100 g/l, on prend Cbe = 80g/l

Volume du bassin de stabilisation :

$$V = Mb / Cbe = 4116,15 / 80 = 51,45 \text{ m}^3$$

$$V = 51,45 \text{ m}^3$$

Surface horizontale :

On prend la profondeur du bassin de stabilisation H= 4m

$$Sh = V/H = 51,45 / 4 = 12,86 \text{ m}$$

$$Sh = 12,86 \text{ m}$$

La largeur de bassin :

Notre stabilisateur a une forme rectangulaire et la surface est donnée par : $Sh = L \times l$

On a : $L = 2.l$

$$l = (Sh/2) \times 0,5 = 2,54 \text{ m}$$

$$l = 2,54 \text{ m}$$

La longueur de bassin :

$$L = 2 \times l = 2 \times 2,54 = 5,07 \text{ m}$$

$$L = 5,07 \text{ m}$$

Aération du bassin de stabilisation :

-La quantité d'air nécessaire s'effectuera à l'aide des aérateurs de surface 2 kgo₂/kgMVS détruit

-La masse des boues détruites par jour est de 257,05 kg/j

$$DO_2 = 2 \times 257,05 = 514,1 \text{ kg O}_2/\text{j}$$

$$DO_2 = 514,1 \text{ kg O}_2/\text{j}$$

➤ **lits de séchage :**

Les boues épaissies sont épandues sur des lits pour y être déshydratées naturellement. Les lits sont formés d'aires d'élimitées par des murettes. Ils sont constitués d'une couche de sable disposée sur une couche support de gravier.

Les drains, disposés sous la couche support, recueillent les eaux d'égouttage pour les ramener en tête de station. L'épaisseur maximale (H) de boues à admettre sur les lits de séchage est 40 cm, on prend H=20cm.

Les opérations successives de remplissage d'un lit doivent être faites à intervalles rapprochés, soit 2 à 3 jours. La durée de séchage est de 4 à 6 semaines suivant les climats et les saisons.

Une largeur (b) optimum de 8 m et une longueur (L) de 20 à 30 m est conseillée si le lit n'est alimenté qu'en un seul point.[17]

Calcul des lits de séchage :

Nous avons choisi les dimensions suivantes

$b=8\text{m}$; $L=20\text{m}$; $H=0,2\text{m}$.

Le volume de boues épandues sur chaque lit :

$$V = b \times L \times H \dots\dots\dots (IV.25) \quad V = 32\text{m}^3$$

Le séchage des boues se fera quotidiennement avec une période de latence correspondant à la période d'enlèvement des boues séchées et de nettoyage des lits.

La quantité des boues à extraire quotidiennement est :

$$Q_f = (\text{MVS}) \text{ sortie} = 257,05 \text{ kg/j.} \quad Q_f = 257,05 \text{ kg/j}$$

La concentration des boues du stabilisateur varie entre 20 à 80 g/l.
on la prend =20 g/l.

D'où le volume journalier des boues à extraire est :

$$V_1 = 257,05 / 20 = 12,85\text{m}^3/\text{j.} \quad V_1 = 12,85\text{m}^3/\text{j}$$

Nombre de lits nécessaires à chaque épandage :

$$N > v_1/v = 12,85/32 = 0,40 \text{ on prend } n=1$$

Volume des boues épandues par lit et par an :

Il est généralement admis que chaque lit sert 12 fois par an

$$V_2 = 12 \times v = 12 \times 32 = 384\text{m}^3 \quad V_2 = 384\text{m}^3$$

Volume des boues à sécher par an :

$$V_{ba} = v_1 \times 365 = 12,85 \times 365 = 4690,25\text{m}^3 \quad V_{ba} = 4690,25\text{m}^3$$

Nombre de lits nécessaire

$$N > V_{ba} / v_2 = 4690,25/384 = 13 \text{ lits} \quad N = 13 \text{ lits}$$

Surface nécessaire :

$$S = S_0 \times N$$

Où : S_0 c'est la surface du lit de séchage : $S_0 = L \times b = 20 \times 8 = 160\text{m}^2$

$$S = 160 \times 21 = 3360 \text{ m}^2. \quad S = 3360 \text{ m}^2$$

❖ Pour l'horizon 2045(extension) :

Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur, stabilisateur aérobie et le lit de séchage pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau IV.10 : Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur, stabilisateur aérobie et le lit de Surface (2030 et 2045).

Désignations	Unité	2030	2045
Dimensionnement de l'épaississeur			
Boues issues du décanteur primaire	kg/j	404,72	156,65
Boues issues du décanteur secondaire	kg/j	120,6	39,94
la quantité totale journalière des boues	Kg/j	525,32	196,59

Le débit total	m ³ /j	28,25	10,27
La concentration du mélange :	Kg/m ³	18,59	19,14
Débit des boues épaissies	m ³ /j	6,57	2,46
Hauteur	m	3	3
Surface horizontale	m ²	18,83	8,85
Volume	m ³	56,5	20,54
Diamètre	m	8,48	3,36
Stabilisateur aérobie			
La quantité de MVS contenue dans les boues - MES -MM - MVS	kg/j	527,45 200,3 467,36	197,0 74,8 174,54
La quantité de MVS à la sortie de la stabilisation	kg/j	257,05	96,0
Temps de séjour :	j	9	9
Boues en excès dans le stabilisateur :	Kg /j	457,35	170,8
La masse de boue à maintenir dans le stabilisateur (Mb)	kg	4116,15	1537,2
Hauteur	m	4	4
Volume du bassin de stabilisation	m ³	51,45	19,21
Surface horizontale	m ²	12,86	4,80
La longueur de bassin	m	5,07	3,1
La largeur de bassin	m	2,54	1,55
Quantité d'air par jour Do ₂	Kg o ₂ /j	514,1	192,0

Lit de séchage			
Le volume de boues épandues sur chaque lit	m ³	32	32
la quantité des boues à extraire	Kg/j	12,85	4,80
Volume des boues épandues par lit et par an	m ³	384	384
Volume des boues à sécher par an	m ³	4690,25	1752,0

Nombre de lits nécessaire	-	13	5
Surface nécessaire	m ²	3360	800

IV.2.2 Etude de la variante à faible charge :

Les paramètres du procédé à boues activées à faible charge sont :

Charge massique

$$0,1 < C_m < 0,2 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS j [14]}$$

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

Charge volumique

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

On prendra : $C_v = 0,4 \text{ Kg DBO}_5/ \text{ m}^3\text{j}$

➤ Dimensionnement du bassin d'aération :

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

le volume du bassin :

$$V_a = L_0 / C_v$$

C_v : Charge volumique (kg DBO₅/ m³.j). $C_v = 0,305 \text{ Kg DBO}_5/ \text{ m}^3/ \text{ j}$

L_0 : charge polluante à l'entrée du bassin (sans décantation primaire) (kg DBO₅/j). $L_0 = 294,15 \text{ kg/j}$

D'où : $V = L_0 / C_v = 294,15 / 0,305 = 964,43 \text{ m}^3$

Vu que le volume du bassin est important, on projette deux bassins rectangulaire de volume identique de $V = 482,21 \text{ m}^3$

La hauteur du bassin :

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

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

Surface horizontale du bassin :

$$S_h = V / H = 482,21 / 3,5 = 137,78 \text{ m}^2$$

Calcul des dimensions du bassin :

$$L = 2 \times l \Rightarrow l = \sqrt{(S_h / 2)} = \sqrt{(137,78 / 2)} = 8,3 \text{ m} \rightarrow L = 2 \times 8,3 = 16,6 \text{ m}$$

La masse de boues dans le bassin :

$$X_a = \frac{L_0}{C_m} = \frac{294,15}{0,2} = 1470,5 \text{ kg}$$

Concentration de boues dans le bassin :

$$[X_a] = X_a / V = 1470,5 / 735,375 = 2,0 \text{ kg/m}^3$$

Calcul du temps de séjour :

Pour le débit moyen horaire :

$$T_s = \frac{V}{Q_p} = \frac{482,21}{73,74} = 6,54h$$

$$T_s = 6,54 h$$

Pour le débit de pointe par temps de pluie :

$$T_s = \frac{V}{Q_p} = \frac{482,21}{368,68} = 1,31h$$

$$T_s = 1,31 h$$

La charge polluante à la sortie ($S_f = 30$ mg/l)

La charge polluante à la sortie a une concentration S_f conforme aux normes de rejets fixées à 30 mg/l de DBO_5 .

D'où la charge :

$$L_f = S_f \times Q_{\text{moy j}} = 0,03 \times 1769,66 = 53,0 \text{ Kg } DBO_5/j$$

$$L_f = 53,0 \text{ Kg } DBO_5/j$$

La charge polluante éliminée L_e :

$$L_e = L_o - L_f = 294,15 - 53,0 = 241,15 \text{ Kg } DBO_5/j$$

$$L_e = 241,15 \text{ Kg } DBO_5$$

Le rendement de l'épuration :

$$\eta_{ep} = (L_o - L_f) / L_o = (241,15 / 294,15) \cdot 100 = 82,0\%$$

$$\eta_{ep} = 82,0 \%$$

Besoins théoriques en oxygène :

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

$$q_{o_2} = a' L_e + b' X_a \quad (\text{Kg/j})$$

L_e : DBO_5 éliminée dans le bassin d'aération par jour (Kg).

X_a : quantité de boues (MVS) présentes par jour dans le bassin d'aération (Kg)

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

$$0,48 < a' < 0,65$$

$$a' = 0,6$$

b' : coefficient cinétique de respiration endogène

$$0,07 < b' < 0,11$$

$$b' = 0,08$$

les besoins journaliers en oxygène :

$$q_{o_2} = (0,6 \cdot 241,15) + (0,08 \cdot 1470,5) = 262,33 \text{ Kg } O_2/j$$

$$q_{o_2} = 262,33 \text{ Kg } O_2/j$$

La quantité d'oxygène horaire :

$$q_{o_2}/24 = 262,33 / 24 = 10,93 \text{ Kg } O_2/h$$

$$q_{o_2}/24 = 10,93 \text{ Kg } O_2/h$$

La quantité d'oxygène nécessaire par m^3 du bassin :

$$q_{o_2}/m^3 = q_{o_2} / v = 262,33 / 482,21 = 0,55 \text{ Kg } O_2/m^3j$$

$$q_{o_2}/m^3 = 0,55 \text{ Kg } O_2/m^3j$$

Les besoins en pointe horaire en oxygène :

$$q_{o_2\text{pte}} = (a' L_e / T_d) + (b' \cdot X_a / 24)$$

$$q_{o_2\text{pte}} = (0,6 \times 241,15 / 16) + (0,08 \times 1470,5 / 24) = 13,95 \text{ Kg } O_2/h.$$

$$q_{o_2\text{pte}} = 13,95 \text{ Kg } O_2/h$$

Besoin réel en pointe en oxygène :

$$q_{o_2\text{réel}} = \frac{q_{o_2}}{\alpha \cdot \beta} \quad \alpha = \frac{C_s(\text{eau usee})}{C_s(\text{eau epure})} = 0,8$$

β : tel que $0,8 \leq \beta \leq 0,95$

On prend :

$$Q_{O_2 \text{ réel}} = \frac{13,95}{0,8 * 0,8} = 21,79 \text{ Kg } O_2/h$$

$$Q_{O_2 \text{ réel}} = 21,79 \text{ Kg } O_2$$

$$Q_{O_2 \text{ réel jour}} = \frac{262,25}{0,8 * 0,8} = 409,77 \text{ Kg } O_2/j$$

Calcul des caractéristiques de l'aérateur :

Calcul de la puissance de l'aération nécessaire (En) :

Les apports spécifiques des aérateurs de surface ont souvent été compris entre (1et 2) $kg O_2 / kwh$.

$$E_n = \frac{q_{O_2}}{E_a}$$

On prend : $E_a = 1.0 \text{ kgO}_2 / \text{kwh}$

$$\text{Donc : } E_n = \frac{21,79}{1.0} = 21,79 \text{ kw}$$

$$E_n = 21,79 \text{ Kw}$$

Puissance de brassage :

$E_b = S_h \times Pa$ avec : $Pa = 80w/m^2$

$$\text{Donc : } E_b = S_h \times Pa = 137,78 \times 80 = 11,02 \text{ kw.}$$

$$E_b = 11,02 \text{ Kw}$$

Calcul de nombre d'aérateurs dans le bassin :

$$N_a = E_n / E_b = 21,79/16,81 = 1.30$$

On prend deux aérateurs ($N_a=2$).

Bilan de boues :

Calcul de la quantité des boues en excès

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

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

Pour la faible charge on prend :

$$a_m = 0.65 \text{ [18]}$$

$$b = 0.05$$

La charge journalière en MES à la sortie de déssableur-déshuileur est 527,45Kg/j

$$X_{\min} = 0,25 \times 527,45 = 131,81 \text{ Kg/j}$$

$$X_{dur} = 0.3 \text{ MVS}$$

$$X_{dur} = 0.3 (0.75 \times 527,45) = 118,68 \text{ kg/j}$$

$$a_m L_e = 0.65 \times 241,15 = 156,75 \text{ Kg/j}$$

$$b X_a = 0.05 \times 1470,5 = 73,53 \text{ Kg/j}$$

$$X_{eff} = 0.03 \times 1769,66 = 53,0 \text{ Kg/j}$$

Alors: $\Delta X = 131,81 + 116,68 + 156,75 - 73,53 - 53,0 = 278,71 \text{ Kg/j}$ $\Delta X = 278,71 \text{ Kg/j}$
 Concentration des boues en excès :

$$X_m = \frac{1200}{I_m}$$

D'où : $X_m = \frac{1200}{120}$

$x_m = 10,0 \text{ kg/m}^3$

Le débit de boues en excès :

Ce débit est donné $Q_{b,exc} = \frac{\Delta X}{X_m} = \frac{278,71}{10,0} = 27,87 \text{ m}^3/\text{j}$

$Q_{b,exc} = 27,87 \text{ m}^3/\text{j}$

Le débit spécifique par m³ de bassin :

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

Donc : $q_{sp} = \frac{278,71}{482,21} = 0,58 \text{ Kg/m}^3/\text{j}$

$q_{sp} = 0,58 \text{ Kg / m}^3$

Le taux de recyclage :

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

- R : taux de recyclage(%)

- [X_a] : concentration des boues dans le bassin = 2,0 Kg/m³

$$R = \frac{100 * 2}{\frac{1200}{10} - 2} = 25,0\%$$

$R = 25,0\%$

Le débit des boues recyclées :

$$Q_r = R Q_j$$

Donc : $Q_r = 0,25 \times 1769,66 = 442,42 \text{ m}^3/\text{j}$

$Q_r = 442,42 \text{ m}^3/\text{j}$

Age des boues :

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X}$$

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X} = \frac{1470,5}{278,71} = 5,28 \text{ jours}$$

$A_b = 5,28 \text{ jours}$

IV.2.2.2 Calcul du clarificateur (décanteur secondaire) :

Données de base :

Le temps de séjour : $t_s = (1,5 \div 2) \text{ heure}$.On prend $t_s = 1,5 \text{ h}$.

Le débit de pointe en temps de pluie (de la station) : $Q_{ptp} = 368,68 \text{ m}^3/\text{h}$

❖ **Pour l'horizon 2045(extension) :**

Pour cet horizon, on dimensionne le bassin d'aération et le clarificateur avec la différence des débits des deux horizons :

Débit de la station

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

$$Q_{\text{ptp}} = 506,4 - 368,68 = 137,72 \text{ m}^3/\text{h}$$

Débit moyen journalier

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

$$Q_{\text{moy j}} = 2025,6 - 1769,66 = 255,94 \text{ m}^3/\text{j}$$

La charge en MES à la sortie du dessableur-déshuileur est 527,45 kg/j

La forme de l'aérateur est rectangulaire.

La forme du clarificateur est circulaire.

Les caractéristiques techniques de l'aérateur et du décanteur secondaire pour l'horizon 2045 sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau IV.11 : Résultats de calcul de bassin d'aération et le décanteur secondaire pour les deux horizons.

Désignations	Unité	2030	2045
Données de base			
Débit moyen journalier $Q_{\text{moy j}}$	m^3/j	1769,66	661,06
Débit moyen horaire $Q_{\text{moy h}}$	m^3/h	73,74	27,54
Débit de pointe en temps de pluie Q_{ptp}	m^3/h	368,68	137,72
Charge polluante à l'entrée du bassin L_0	Kg/j	294,15	197,0
Concentration de l'effluent en DBO_5 :	mg/l	166,22	166,22
S_0	KgDBO	53,0	19,83
La charge polluante à la sortie L_f	s/j	241,15	90,02
La charge polluante éliminée L_e	KgDBO	82,0	82,86
Le rendement de l'épuration η_{ep}	s/j %		
Dimensionnement du bassin d'aération			
Volume du bassin V	m^3	482,21	360,16
nombre	-	2	2
Hauteur du bassin H	m	3,5	3,5
Surface horizontale du bassin S_h	m^2	137,78	102,90
Côté du bassin L	m	16,6	10,14
La masse de boues dans le bassin X_a	Kg	1470,5	549,25
Concentration de boues dans le bassin [X_a]	Kg / m^3	2,0	2,0
Temps de séjours T_s	h	6,54	13,08
débit moyen horaire	h	1,31	2,62
débit de la station			

Besoin en oxygène			
Besoins journaliers en oxygène : q_{O_2}	KgO ₂ /j	262,33	97,95
La quantité d'oxygène horaire $q_{O_2}/24$	KgO ₂ /h	10,93	4,08
La quantité d'oxygène nécessaire pour un m ³ du bassin q_{O_2}/m^3	KgO ₂ /m ³ .j	0,55	0,27
Besoins en pointe horaire en oxygène q_{O_2pte}	KgO ₂ /h	13,95	5,21
Calcul de l'aérateur de surface à installer			
-Besoin réel de pointe en oxygène :	KgO ₂ /h	21,79	8,14
-Calcule de puissance de l'aération nécessaire :	Kw	21,79	8,14
-puissance de brassage :	kW	11,02	8,23
- nombre d'aérateurs dans le bassin :	-	2	1

Bilan de boues			
-Calcul de la quantité des boues en excès Δx	Kg/j	278,31	104,79
-Concentration de boues en excès X_m	Kg/m ³	10,0	10,0
-Le débit de boues en excès $Q_{excès}$	m ³ /j	27,87	10,48
-Le débit spécifique par m ³ de bassin q_{sp}	Kg/m ³ .j	0,58	0,29
-Le taux de boues recyclées R	%	25,0	25,0
-Le débit des boues recyclées Q_r	m ³ /j	442,42	165,27
-Age des boues A_b	j	5,28	5,24
Caractéristiques du clarificateur			
-forme	circulaire	circulaire	circulaire
-Nombre de bassins	-	2	1
-Surface horizontale	m ²	105,34	78,70
-Diamètre	m	11,58	10,0
-Volume	m ³	368,68	275,44
-Hauteur	m	3,5	3,5
Temps de séjours T_s			
- débit moyen horaire	h	5	10
- débit de la station	h	1	2

IV.2.2.3 Traitement tertiaire (désinfection) :

Les mêmes dimensions pour le bassin de désinfection et les résultats de dimensionnement sont représentés sur le Tableau IV.11 :

IV.2.2.4. Traitement des boues :

Les boues du traitement par boues activées à faible charge sont fortement minéralisées donc, il n'est pas nécessaire de les traiter dans le stabilisateur.

Après épaissement, les boues sont envoyées directement aux lits de séchage.

IV.2.2.5 Dimensionnement :

➤ **Épaisseur II reçoit les boues issues du décanteur secondaire.**

La production journalière des boues est de :

Boues issues du décanteur secondaire

Boues secondaires DXs = 278,3 Kg/j (Représente les boues en excès)

La concentration des boues :

A l'entrée de l'épaisseur les boues fraîches ont les concentrations moyennes suivantes :

- Boues secondaire : (10÷30) g/l

Le débit arrivant du décanteur secondaire (le débit total) :

$$Q_t = Q_2 = DX_s / S_2 = 278,3 / 10 = 27,83 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_t = 27,83 \text{ m}^3/\text{j}$$

On prendra $S_2=10 \text{ g/l}$

Le volume de l'épaisseur :

$$V = Q_t \cdot T_s = 27,83 \times 2 = 55,66 \text{ m}^3$$

$$V = 55,66 \text{ m}^3$$

T_s : temps de séjours = 2j

La surface horizontale :

Pour une profondeur de $H = 4\text{m}$. On calcule :

$$S_h = V / H = 55,66 / 4 = 13,92 \text{ m}^2$$

$$S_h = 13,92 \text{ m}^2$$

Le diamètre :

Notre épaisseur a une forme circulaire de diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S_h}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 13,92}{\pi}} = 4,21 \text{ m}$$

$$D = 4,21 \text{ m}$$

Calcul du débit des boues épaissies :

La concentration des boues après épaissement par décantation est de l'ordre de 80 à 100 g/l. on prend : $C_{be} = 80 \text{ g/l}$.

$$Q_d = DX_t / 80 = 278,3 / 80 = 3,48 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_d = 3,48 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ **Lits de séchage :**

Nous avons choisi les dimensions suivantes

$b=8\text{m}$; $L=20\text{m}$; $H=0,2\text{m}$

Le volume de boues épandues sur chaque lit

$$V = b \times L \times H$$

$$V = 32 \text{ m}^3$$

La quantité des boues à extraire quotidiennement :

La concentration des boues du stabilisateur varie entre 80 à 100 g/l.

on la prend = 80 g/l.

D'où le volume journalier des boues à extraire est : $V_1 = 3,48 \text{ m}^3/\text{j}$

B.2. Nombre de lits nécessaires à chaque épandage

$N > v_1 / v = 3,48/32 = 0,11$ on prend $n=1$

Volume des boues épandues par lit et par an :

Il est généralement admis que chaque lit sert 12 fois par an

$V_2 = 12 \times v = 12 \times 32 = 384,0 \text{ m}^3$

$$V_2 = 384,0 \text{ m}^3$$

Volume des boues à sécher par an :

$V_{ba} = v_1 \times 365 = 3,48 \times 365 = 1270,2 \text{ m}^3$

$$V_{ba} = 1270,2 \text{ m}^3$$

Nombre de lits nécessaire

$N > v_{ba} / v_2 = 1270,2 / 384 = 04$ lits

Surface nécessaire :

$S = S_0 \times N$

Où : S_0 c'est la surface du lit de séchage : $S_0 = L \times b = 20 \times 8 = 160 \text{ m}^2$

$S = 160 \times 04 = 640 \text{ m}^2$.

$$S = 640 \text{ m}^2$$

❖ Pour l'horizon 2045:

Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur et le lit de séchage pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau IV.12: Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur et le lit de séchage (2030 et 2045).

Désignations	Unité	2030	2045
Dimensionnement de l'épaississeur			
Boues issues du décanteur secondaire	kg/j	278,3	104,79
Le débit total de boues issues du décanteur secondaire	m^3/j	27,83	10,48
Débit des boues épaissies	m^3/j	3,48	1,31
Hauteur	m	4	4
Surface horizontale	m^2	13,92	5,24
Volume	m^3	55,66	20,96
Diamètre	m	4,21	2,58
Lit de séchage			
Le volume de boues épandues sur chaque lit	m^3	32	32
Le volume des boues à extraire / j	m^3/j	3,48	1,31
Volume des boues épandues par lit et par an	m^3	384	384

Volume des boues à sécher par an	m ³	1270,2	478,5
Nombre de lits nécessaire	-	04	02
Surface nécessaire	m ²	640	320

IV.3.Conclusion :

La décision finale du choix de la variante sera base sur le critère suivante :

- la qualité exigée par l'effluent épuré qui sera destiné à l'irrigation.

De ce fait nous opterons donc pour la variante à faible charge.

A travers les calculs effectués dans ce chapitre, nous pouvons juger que la superficie du terrain réservé pour la station d'épuration (2 ha), est suffisante pour l'implantation des différents ouvrages la constituant y compris leurs accessoires pour les deux horizons (2030-2045).

Dans la majorité des ouvrages nous avons choisi la forme circulaire des bassins (clarificateur, épaisseur) car cette forme facilite le déplacement des racleurs (de fond ou de surface).

V.1.Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons procéder au calcul des ouvrages qui assurent la circulation de l'eau d'un bassin à un autre, ces calculs auront pour but le dimensionnement des différentes conduites de rejet, 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.2.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 collectées 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 Besbes et les eaux usées sont dirigées vers les différents ouvrages de la station.

V.3.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 Besbes, dans notre cas on optera pour un déversoir à seuil latéral.

Le débit de pointe par temps de pluie : $Q_{pte} = 368,68 \text{ m}^3/\text{h} = 0,102 \text{ m}^3/\text{s}$

Le débit pluvial a été estimé par la D.R.E. de Médea à $Q_{pl} = 1842 \text{ l/s} = 1,842 \text{ m}^3/\text{s}$

Donc le collecteur principal véhiculera un débit de :

$$Q_v = Q_{pte} + Q_{pl} = 0,102 + 1,842 = 1,944 \text{ m}^3/\text{s}.$$

➤ A l'amont du déversoir :

On calcule le diamètre du collecteur qui véhiculera le débit d'eau total en 2030 :

$$Q_v = 1,944 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 3,0\%$$

Et d'après l'abaque de Basin [01] (annexe I) :

$D_e = 1000 \text{ mm}$ (diamètre à l'entrer du déversoir)

$Q_{ps} = 2,87 \text{ m}^3/\text{s}$ (débit à pleine section)

$V_{ps} = 3,76 \text{ m/s}$ (vitesse à pleine section)

Et d'après l'abaque de Bazin [02] (annexe II) :

$r_Q = Q_v/Q_{ps} = 0,68$ (rapport des débits) ;

$r_H = H_e/D_e = 0,60 \Rightarrow H_e = 0,60 \times 1000 = 600 \text{ mm}$ (hauteur de remplissage) ;

$r_V = V/V_{ps} = 1,033 \Rightarrow V = 1,033 \times 3,76 = 3,88 \text{ m/s}$ (rapport des vitesses).

➤ A l'aval du déversoir :

$$Q_{pte} = 0,102 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 3,0\%$$

D'après l'abaque de Bazin (01)

$$D_s = 300 \text{ mm}$$

$$Q_{ps} = 0,105 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{ps} = 1,44 \text{ m/s}$$

Et d'après l'autre abaque (02)

$$r_Q = 0,97$$

$$r_H = 0,79 \rightarrow H_s = 237 \text{ mm}$$

$$r_V = 1,10 \rightarrow V = 1,584 \text{ m/s}$$

Le débit déversé par le déversoir d'orage est : $Q_d = Q_v - Q_{pte} = 1,944 - 0,102$

$$\rightarrow Q_d = 1,84 \text{ m}^3/\text{s}$$

V. 3.1. Dimensionnement du déversoir d'orage :

La hauteur d'entrée $H_e = 600 \text{ mm}$

La hauteur de sortie $H_s = 237 \text{ mm}$

La lame d'eau déversée $H_d = (H_e - H_s) / 2 = (600 - 237) / 2 = 181,5 \text{ mm}$.

Donc la largeur du seuil déversant sera :

$$b = (3 \times Q_d) / (2m (2g)^{1/2} (H_d)^{3/2}) \dots \dots \dots \text{(formule de Bazin)}$$

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

$$b = [3 \times 1,84] / [2 \times 0,6 \times (2 \times 9,81)^{1/2} \times (0,182)^{3/2}] = 13,38 \text{ m}$$

On prend $b = 14 \text{ m}$.

V.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 2,5%

$$Q_d = 1,84 \text{ m}^3/\text{s}$$

D'après l'abaque de Bazin [01] (annexe I) on aura :

$$D_d = 1000 \text{ mm}$$

$$Q_{ps} = 1,6 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{ps} = 2 \text{ m/s}$$

Donc $r_Q = 0,68$ abaque de Bazin [02] (annexe II) on aura :

$$r_H = 0,61$$

$$r_V = 1,06$$

V.5. Profil hydraulique :

Le profil hydraulique consiste à calculer les différents niveaux d'eau le long de la chaîne de traitement, puis relier ces niveaux par une ligne appelée (ligne piézométrique).

V.5.1.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)
Station de prétraitement	577,0
Bassin d'aération I	576,5
Bassin d'aération II	576,5
Clarificateur I	576,0
Clarificateur II	574,9
Bassin de désinfection	574,5

Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages :

Nous avons choisi le PVC, comme matériau qui présente aussi une bonne caractéristique de point de vue dureté, étanchéité et résistance à la corrosion et faible rugosité.

L'expression de perte de charge est exprimée par la formule de DARCY WEISBACH :

$$\Delta H_T = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} = C_{pA} - C_{pB}$$

Avec :

K : coefficient de perte de charge

Q : débit en m³/s ;

L : longueur de la conduite ;

D : diamètre de la conduite ;

β : coefficient dépendant du régime d'écoulement

m : coefficient dépendant du type de matériau de la conduite

C_{pA} : Côte du plan d'eau au point A

C_{pB} : Côte du plan d'eau au point B

Diamètre :

D'après la formule DARCY WEISBACH le diamètre est donné par cette formule :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{pA} - C_{pB})}}$$

Dans notre cas on a des distances faibles donc on néglige les pertes de charges singulières c'est à dire on prend les longueurs réelles.

V.5.2. Calcul des Longueurs des conduites reliant les ouvrages :**Tableau V.2 :** Longueurs des conduites entre les ouvrages de la station.

Ouvrages	L réelle (m)
Station prétraitement-bassin d'aération I-II	12
Bassin d'aération I –clarificateur I	18
Bassin d'aération II –clarificateur II	33
Clarificateur I - Bassin de désinfection	24
Clarificateur II - Bassin de désinfection	11

V.5.3. Calculs des cotes piézométriques des différents ouvrages :

On calcule les cotes piézométriques d'après l'équation de BERNOULLI donnée par :

$$P_1/W + V_1^2/2g + Z_1 = P_2/W + V_2^2/2g + Z_2 + H_{1-2}$$

P_1/W et P_2/W : énergies de pression dans les sections (1) et (2).

$V_1/2g$ et $V_2/2g$: énergies cinétiques en (1) et (2).

Z_2 et Z_1 : cotes des points (1) et (2).

H_{1-2} : pertes de charges dans le tronçon (1-2).

La variation de vitesse est très faible, donc les énergies cinétiques peuvent être éliminées il vient :

$$P_1/W + Z_1 = P_2/W + Z_2 + H_{1-2}$$

On pose : $P_1/W = H_1$ et $P_2/W = H_2$

Donc : $H_1 + Z_1 = H_2 + Z_2 + H_{1-2}$

$C_{p1} = H_1 + Z_1$: cote piézométrique au point (1).

$C_{p2} = H_2 + Z_2$: cote piézométrique au point (2).

$C_{p1}' = C_{p2} + H_{1-2}$

V.5.4. Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages et les cotes piézométriques :

Conduite station prétraitement-bassin d'aération (A-B) :

On a :

Côte du radier station prétraitement (A) : 577,0m;

Hauteur d'eau : 1,9m

D'où : $C_{pA} = 578,9$ m

Côte du radier du bassin d'aération I-II (B) : 574,25m

Hauteur d'eau : 4,0m

D'où : $C_{pB} = 578,25$ m

$L = 12$ m

◇ **Diamètre**

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{TA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 12 * (0.102)^{1.77}}{(578.9 - 578.25)}} = 0,188 \text{ m}$$

$D_n = 200$ mm

◇ **Cote piézométrique**

$$D'ou\ on\ aura : C_{p_B}' = C_{p_A}' - \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{p_A} - C_{p_B})}} = 578,9 - 0,482 \Rightarrow C_{p_B}' = 578,42m.$$

• **Conduite bassin d'aération I –clarificateur I (A-B) :**

$$C_{p_A}' = 578,42m$$

Côte du radier de la clarification I (B) : 574,25m;

Hauteur d'eau : 3,2 m

$$D'ou\ : C_{p_B} = 577,45m$$

$$L = 18m$$

◇ **Diamètre**

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{p_A} - C_{p_B})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 18 * (0.102)^{1.77}}{(578.42 - 577.45)}} = 0,188m \quad Dn = 200mm$$

◇ **Cote piézométrique :**

$$D'ou\ on\ aura : C_{p_B}' = C_{p_A}' - \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{p_A} - C_{p_B})}} = 578,42 - 0,723 \Rightarrow C_{p_B}' = 577,70m.$$

• **Conduite clarificateur I - Bassin de désinfection (A-B) :**

$$C_{p_A}' = 577,7m$$

Côte du Bassin de désinfection (B) : 574,3m ; Hauteur d'eau : 1,2m

$$D'ou\ : C_{p_B} = 575,5m$$

$$L = 24m$$

◇ **Diamètre :**

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{p_A} - C_{p_B})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 24 * (0.102)^{1.77}}{(577.7 - 575.5)}} = 0,160m \quad Dn = 160mm$$

◇ **Cote piézométrique :**

$$D'ou\ on\ aura : C_{p_B}' = C_{p_A}' - \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{p_A} - C_{p_B})}} = 577,7 - 0,965 \Rightarrow C_{p_B}' = 576,74m.$$

• **Conduite bassin d'aération II –clarificateur II (A-B) :**

$$C_{p_A}' = 578,42m$$

Côte du radier du bassin de clarification II (B) : 574,25m ;

Hauteur d'eau : 3,2 m

$$D'ou\ : C_{p_B} = 577,45m$$

$$L = 33m \quad \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 33 * (0.102)^{1.77}}{(578.42 - 577.45)}}$$

◇ **Diamètre**

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 33 * (0.102)^{1.77}}{(578.42 - 577.45)}} = 0.,215m \quad Dn=250mm$$

◇ **Cote piézométrique**

$$D'où on aura : C_{pB}' = C_{pA} - \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} = 578,42 - 0,457 \Rightarrow C_{pB}' = 577,96m.$$

• **Conduite clarificateur II - Bassin de désinfection (A-B) :**

$C_{pA}' = 577,96m$

Côte du radier du bassin de désinfection(B) : 574,3m ;

Hauteur d'eau : 1,2 m

D'où : $C_{pB} = 575,5m$

$L = 11m$

◇ **Diamètre :**

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 11 * (0.102)^{1.77}}{(577.96 - 575.5)}} = 0,139m \quad Dn=150mm$$

◇ **Cote piézométrique**

$$D'où on aura : C_{pB}' = C_{pA}' - \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} = 577,96 - 1,745 \Rightarrow C_{pB}' = 576,22m$$

Les résultats obtenus sont résumés sur le tableau ci- dessous :

Tableau V.3 : Récapitulatif des différentes cotes des ouvrages de la STEP.

Désignations	Cote du terrain (m)	Cote du radier (m)	Plan d'eau (m)	Cote piézométrique (m)
- Station prétraitement	577,0	577,0	1,9	578,90
- Bassin d'aération I	576,5	574,25	4,0	578,42
- Bassin d'aération II	576,5	574,25	3,2	577,70
- Clarificateur I	576,0	574,25	1,2	576,74
- Clarificateur II	574,9	574,25	3,2	577,96
- Bassin de désinfection	574,5	574,3	1,2	576,22

V.6. Conclusion :

Le calcul hydraulique effectué dans ce chapitre nous a permis de :

Dimensionner le déversoir d'orage ;

Déterminer les cotes terrains naturels des différents ouvrages dans la station;

Déterminer les longueurs, les diamètres et les vitesses des conduites reliant ces ouvrages;

Calculer les pertes de charge et les cotes piézométriques dans chaque point.

VI.1.Introduction :

La station d'épuration, organe de protection du milieu récepteur, peut également constituer une source de danger et de nuisance, pour le personnel qui est amené à y travailler comme pour le voisinage. Des précautions sont donc à prendre.

Dans ce domaine, la spécificité de l'épuration est à rechercher dans la juxtaposition et parfois la conjugaison de risque de nature très diversifiée.

VI.2. Risques de circulation :

Les chutes comptent parmi les accidents les plus fréquents. Elles sont dues à l'absence de balustrades, à l'étroitesse des abords des bassins, des dégagements et des cheminements, à la présence de boue ou de d'eau ou de chaussures à semelles glissantes, trop souvent aussi à la négligence et au mauvais entretien.

Les chutes de hauteur sont prévenues par la mise en place de garde-corps, dès que la différence de niveau dépasse 0,5m. On préfère systématiquement les escaliers aux échelles pour l'accès des organes à visiter fréquemment. Les échelles seront munies de crinolines partant à 2,5m du sol dès que leur hauteur dépasse 3m ; l'accès et la sortie des crinolines devront être aisés, même pour un personnel.

Les chutes dans les bassins dans les bassins (bassins d'aération, bassins à boues, décanteurs) sont toujours des incidents graves, surtout pour les deux premières catégories d'ouvrages. Des accès commodes munis de garde-corps devront être étudiés pour faciliter les opérations de visite et d'entretien. Fréquemment le personnel en est réduit à emprunter les opérations parfois jugées inutiles par le projeteur, mais à laquelle les responsables de stations sensibles à la bonne présentation des ouvrages, attachent quelque importance.

Des filins seront tendus autour ou en travers des bassins, à 10cm au-dessus de l'eau et des échelons de sortie seront scellés dans la paroi des cuves. Des perches ou des bouées seront disposés en bordure. Des dispositifs de coupe-circuit installés à proximité des bassins doivent permettre d'arrêter les aérateurs mécaniques. Le port de gilets de sauvetage est recommandé, malgré la gêne qu'il entraîne.

Les glissades seront évitées par la mise en place de sols antidérapants, Le nettoyage des sols, l'élimination des flaques d'eau ou de boue et des taches de lubrifiants, l'évacuation des eaux, le port de chaussures antidérapantes.

VI.3.Risques de manutention :

La manutention est à l'origine de nombreux incidents, notamment le levage et la remise en place des trappes de fermeture des regards. On préférera aux plaques en béton les plaques métalliques pleines, plus légères et mieux équipées, ou les plaques en caillebotis, là où c'est possible. Les plaques rondes ne risquent pas de

se mettre en travers de l'orifice et d'échapper pour tomber au fond du regard, comme les plaques carrées dépourvues d'un dispositif de charnière.

VI.4. Risque d'incendie et d'explosion :

Le risque d'incendie est très réduit sur les stations où il n'existe pas de stockage des gaz de digestion. Seule la défaillance simultanée de l'ensemble des dispositifs de protection électrique pourrait entraîner d'un feu de ce type. Si les gaz de digestion sont accumulés en vue d'une réutilisation, le risque d'explosion l'emporte sur celui d'incendie : le digesteur et ses annexes relèvent alors de la réglementation des installations classées. Ils comporteront un limiteur de pression, un système anti-vide avec un signal d'alarme, une sécurité anti-retour de flamme, une torchère, un équipement électrique anti-déflagrant. Les locaux seront ventilés et contrôlés à l'aide d'un explosimètre. Les canalisations de gaz seront repérées, les lieux de leur passage ventilés, artificiellement pour ceux qui seraient situés en souterrain.

Lors de la vidange d'un digesteur pour réparation intérieure, on pratiquera une ventilation forcée suffisante, après avoir éliminé autant que possible toutes les matières organiques assez constantes pour subsister après la vidange et susceptibles de poursuivre leur fermentation en produisant des gaz qui risquent de s'accumuler dans l'ouvrage. Mais des fermentations peuvent survenir également partout là où il y a accumulation de matières organiques.

Il faut aussi prendre garde au danger résultant de l'introduction dans le réseau de liquides volatils (solvants organiques, essence, etc...). Les incidents seront prévenus par une ventilation efficace et l'exploration à l'explosimètre avant la mise en marche de tout appareil susceptible de provoquer une déflagration (poste de soudure par exemple). [18]

VI.5. Risque d'intoxication :

Un risque d'intoxication peut apparaître à la suite du déversement de substances toxiques ; mais les incidents les plus fréquents tiennent à l'hydrogène sulfuré (H₂S), produit en abondance par les digesteurs, et qui se dégage plus facilement en phase acide. Il possède la propriété de sidérer l'odorat, ce qui limite les possibilités de détection par l'odeur. Son action est brutale. Sa présence peut être détectée simplement, par exposition d'un papier imbibé d'une solution d'acétate de plomb, qui noircit immédiatement. Des précautions spéciales seront à prendre pour pénétrer dans les zones suspectes. Toute odeur anormale, toute sensation inhabituelle entraînera la remontée immédiate et sera aussitôt signalée au responsable de la station.

VI.6. Risque mécanique :

Les risques mécaniques (entraînement, choc, cisaillement, coupure) résultant d'organes en mouvement seront prévenus par la mise en place d'écrans ou de grilles, fixes ou mobiles selon les cas. Les protections mobiles ne devront pas pouvoir être ouvertes sans provoquer de ce fait l'arrêt de l'organe qu'elles isolent. On portera une attention particulière aux chaînes des dégrilleurs, aux

courroies de transmission, aux entraînements des systèmes de raclage, etc... le danger des coupures est accru par le caractère septique des produits manipulés : d'où la nécessité de procéder immédiatement à un lavage et à une désinfection soigneuse et de faire examiner par un médecin toute plaie un peu étendue ou profonde. Le port de gants limite considérablement les occasions de coupure ou de brûlure.

VI.7. Risque aux réactifs :

Un certain nombre des réactifs utilisés pour le conditionnement des boues ou les traitements physicochimiques des effluents ou encore pour la décontamination avant rejet sont fortement corrosifs. On ne citera ici que la chaux, le chlore et ses dérivés. Les poussières de chaux sont susceptibles d'atteindre le système respiratoire et les yeux ; la chaux fortement caustique peut aussi attaquer la peau ; Tous les produits pulvérulents, la chaux en particulier, devaient dans la mesure du possible être manipulée en atmosphère calme ou mieux en circuit clos. La protection des yeux et de la bouche sera assurée par des lunettes et un masque, celle du corps et des mains par des vêtements adaptés et des gants.

Les dangers du chlore sont beaucoup plus redoutables : quelques inhalations d'un mélange d'air du chlore peuvent entraîner un mort presque immédiate par suffocation. Le danger est d'autant plus important que les quantités mises en jeu pour la désinfection des effluents soient beaucoup plus élevées que celles qu'on utilise pour les eaux d'alimentation, ce qui implique la manipulation fréquente de bouteilles ou de cylindres et multiplie les risques de fuite.

La réglementation des établissements classés impose de nombreuses contraintes pour les dépôts de chlore (limitation des quantités stockées, emplacement, matériaux, aménagement du local de stockage ; interdiction de toutes activités dans le local de stockage, possibilité d'évacuation rapide ; masques à gaz, réserves de solution alcalines neutralisantes ou réductrice, etc...).

VI.8. Risque électrique :

Il est accru par l'ambiance humide des stations. La réglementation est à ce sujet très précise (décret n° 62 1454 du 14 novembre 1962, normes NFC 15-100 et 20-010). Les principales mesures de prévention sur l'installation comprennent :

- l'utilisation de très basse tension de sécurité,
- l'isolation des parties actives,
- la protection par des enveloppes ou des barrières,
- la pose de disjoncteurs différentiels,
- l'interconnexion des masses.

elles sont à compléter par l'utilisation d'outils à manche isolant, de plateformes et d'échelles isolantes, le port de gants et de chaussures à semelles isolantes ; si la sécurité électrique est en pratique presque toujours satisfaisante en début d'exploitation, elle a tendance à se dégrader progressivement du fait de la manipulation des branchements annexes, de l'élimination des dispositifs de sécurité et surtout des bricolages et des branchements de fortune, permanents ou temporaires.

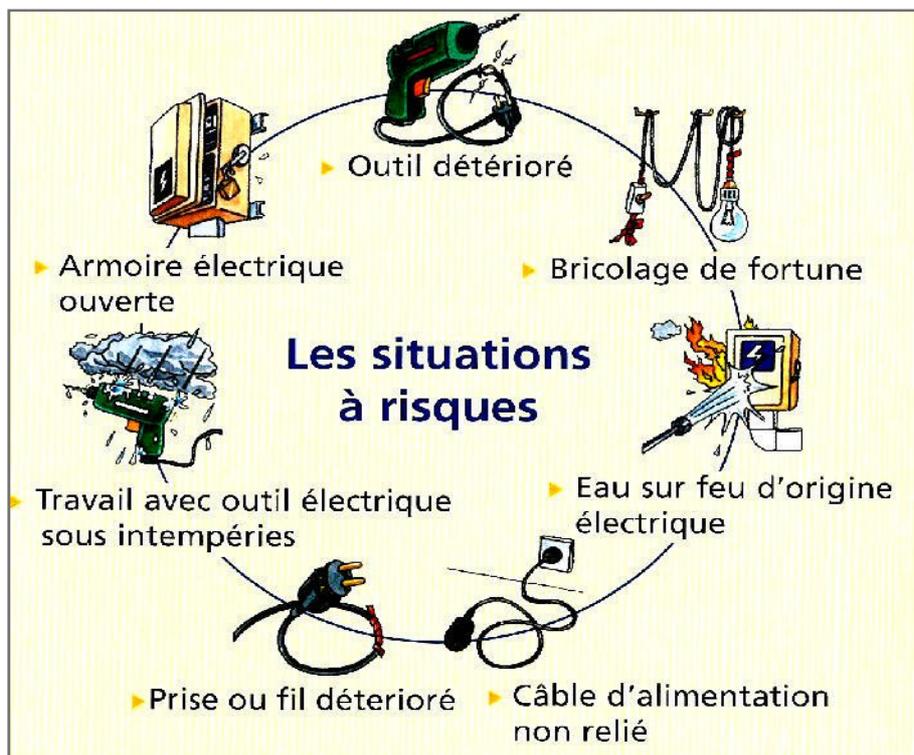


Figure VI.1 : les situations à risque.

VI.9. Risques infectieux :

Reste à examiner le risque sur les stations d'épuration, c'est-à-dire le risque infectieux, résultant soit d'un contact direct avec les eaux et les boues, soit de l'inhalation des aérosols émis chaque fois qu'il y'a agitation de l'eau, surtout au niveau des bassins d'aération. L'expérience acquise sur les stations comme les enquêtes épidémiologiques réalisées depuis quelques années semblent montrer que le risque, s'il n'est pas inexistant, est certainement réduit, probablement limité à quelques manifestations gastro-entérique assez bénignes, plus fréquents chez les personnels récemment recrutés.

Quoiqu'il en soit des mesures préventives sont indispensables :

- Ouverture vaccinale (tétanos, tuberculose, typhoïde, poliomyélite, éventuellement leptospirose), renouvelée par les rappels,
- Port de vêtements de travail pendant tout le temps de présence sur la station, quittés avant de gager l'extérieur ; on évitera de les laver avec le linge de la famille,
- Si nécessaire, port de gants, de bottes, de coiffures, de masques,
- Interdiction de consommer aliments et boissons sur le poste de travail, recommandation de ne pas fumer,
- Hygiène corporelle stricte,
- Désinfection immédiate et protection des plaies, coupures, brûlures, etc...

Un vestiaire chauffé, une douche avec eau chaude doivent être installés dès que la taille de la station le permet, notamment si elle occupe du personnel permanent.

L'automatisation permet de réduire les occasions de contact avec les matériaux infectés (Dégrillage par exemple). [19]

Pictogramme	Symbole	Type de risque	Observations
	F	FACILEMENT INFLAMMABLE	Point d'éclair entre 0°C et 21°C Risque d'inflammation au-dessus de 0°C
	F+	EXTREMEMENT INFLAMMABLE	Point d'éclair inférieur à 0°C Risque permanent d'inflammation
	E	EXPLOSIF	Risque permanent d'explosion
	O	COMBURANT	En contact avec des agents combustibles, risque d'inflammation voire d'explosion
	C	CORROSIF	Risque d'action destructrice sur les tissus vivants
	Xi	IRRITANT	Risque de réaction inflammatoire par contact avec la peau ou les muqueuses
	Xn	NOCIF	Risque d'intoxication par inhalation, ingestion ou pénétration cutanée
	T	TOXIQUE	Risque d'intoxication par inhalation, ingestion ou pénétration cutanée en petites quantités
	T+	TRES TOXIQUE	Risque d'intoxication par inhalation, ingestion ou pénétration cutanée en très petites quantités
	N	DANGEREUX POUR L'ENVIRONNEMENT	Risque d'effet néfaste pour une ou plusieurs composantes de l'environnement

Figure VI.2 : type de risque.

VI.10. Conclusion :

Il s'agit d'un outil de communication et de prévention mis à disposition de tous les agents et usagers. On peut y écrire toute observation en matière d'hygiène et de sécurité dans le travail quotidien et toute suggestion pour améliorer les conditions de travail.

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.

Au terme de ce travail on a montré que l'implantation de la STEP de Sidi Naamane est une nécessité pour protéger le milieu récepteur qui a un caractère socio-économique très important stratégiquement soit à l'échelle locale ou nationale et conserver aussi le milieu naturel qui a un caractère rural et agricole. Ce projet en question s'inscrit dans le contexte relevé, il vise à concevoir une station d'épuration à boues activées vu que les eaux rejetées sont biodégradables, ce qui nous permet de traiter ces eaux par ce procédé en question, ceci en tenant compte la variante à faible charge.

Enfin nous espérons que notre étude à englober tous les points indispensables pour le dimensionnement de la future station d'épuration de la ville de Sidi Naamane, et qui peut servir comme document de sensibilisation des responsables locaux de la région sur les problèmes divers engendrés par la pollution des eaux et on souhaite que ce travail représente vraiment les efforts qu'on a mis à disposition pour l'effectuer.

Mais aujourd'hui, il ne suffit pas de construire des stations d'épuration mais il faut savoir comment les gérer car une station d'épuration sans une bonne gestion ne peut pas tenir longtemps ; car les performances épuratoires sont obtenues par un bon entretien des ouvrages de la station, un contrôle quotidien des équipements et des paramètres indiquant la qualité d'eau à épurer.

[11] SAIDI N ; ZAFANE D ; 2007 :

Contribution à l'étude de la protection de la cuvette du barrage de Taksebt. Dimensionnement et mise en place de systèmes d'épuration : Cas de sous bassin versant de Béni Douala. Mémoire d'Ingénieur d'Etat en Agronomie, Univ MM Tizi- Ouzou Algérie, 180p.

[12]. Valiron F ,

Maîtrise de la pollution urbaine, état de l'art Edition technique documentation, Lavoisier.1992.

[13] Belah K ; 2011,

Conception de la station d'épuration de la ville d'Azazga (W.Tizi- Ouzou). Mémoire d'ingénieur d'état en hydraulique, ENSH Blida Algérie. 148p.

[14] Office international de l'eau-conception/dimensionnement,

Le traitement par boues activées. RP F7.doc\05/04/2005.

[15] Arrêté du 8 janvier 1998 relatif aux épandages de boues sur les sols agricoles.

[16] Hadjrabah M ; 2005 :

Contribution à l'étude de traitabilité de la station d'épuration de Réghaia. Mémoire d'ingénieur d'état option hydraulique. ENP Alger Algérie.120p.

[17] BOURABAH

Conception de la station d'épuration de la ville KHEMIS ,MILLIANA ,MFE,ENSH, promotion 2007-2008.

[18] Hygiène, Sécurité et conditions de travail,

Mémento des droits des personnels des EPST-Sntrs-Cgt. Créée le 14octobre 2009.

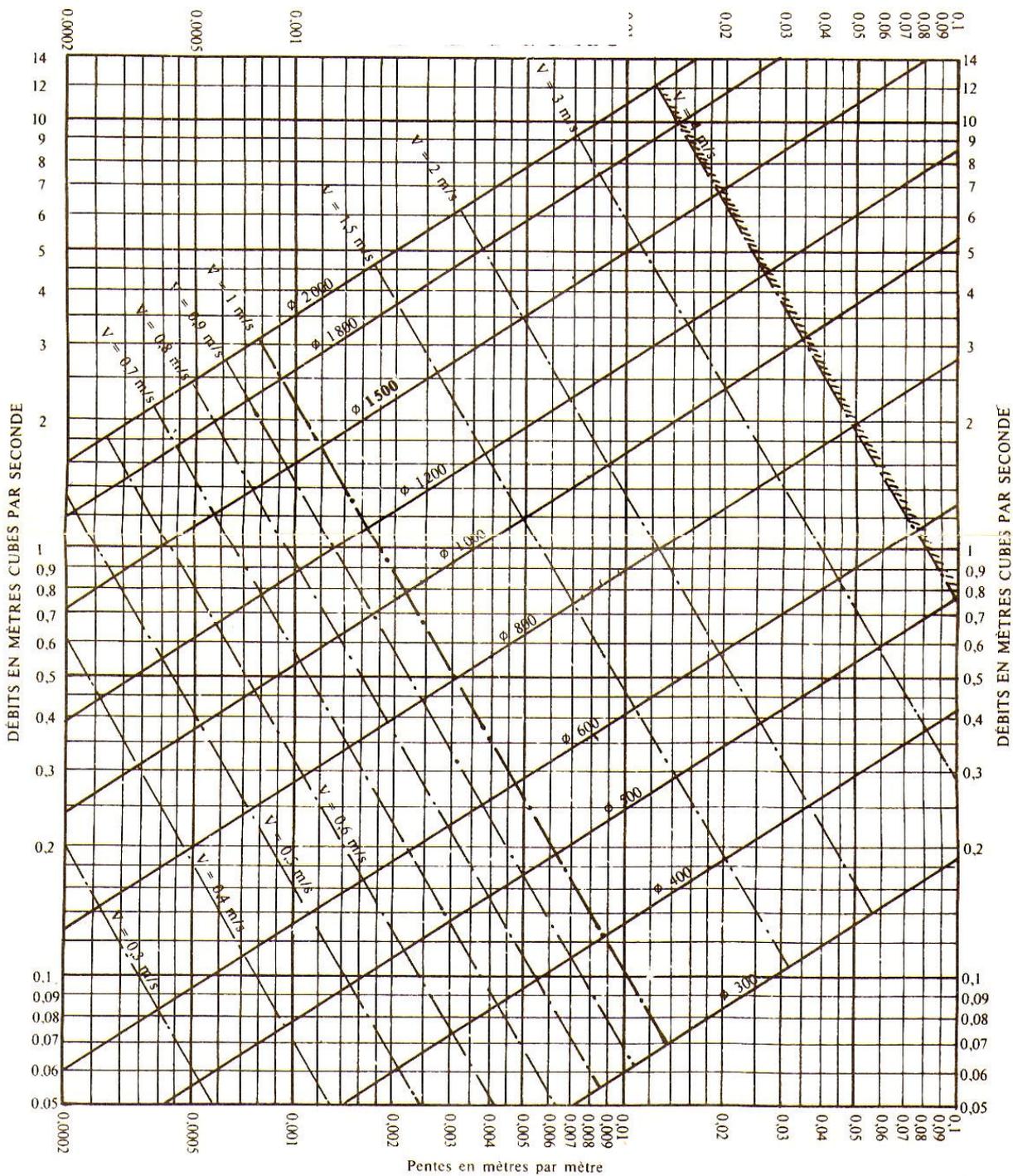
[19] livret Hygiène Santé Sécurité au travail pour les EVS/AVS

Prévention des risques généraux. naturels ont créés.

ANNEXE I

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF

(le Bazin)

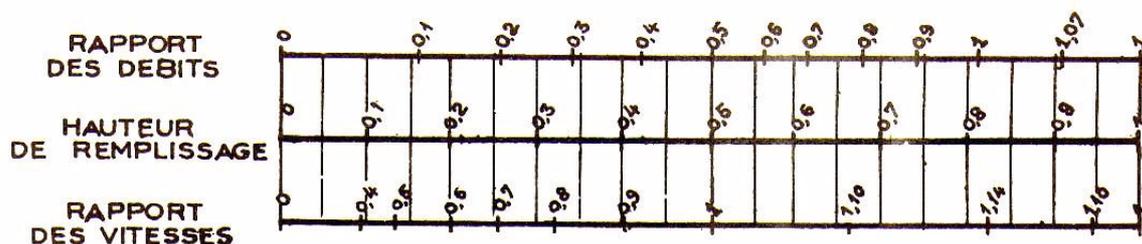


ANNEXE II

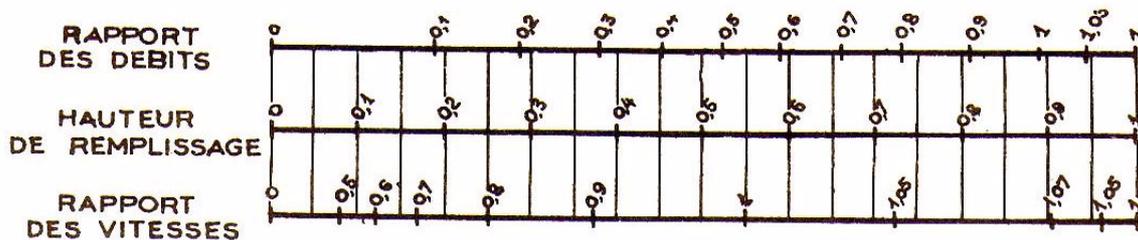
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux 3/10, le débit est les 2/10 du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les 78/100 de la vitesse correspondant au débit à pleine section