

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**Ministre de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**  
**Ecole Nationale Polytechnique**



Département Hydraulique  
Laboratoire des recherches scientifiques

## **Mémoire de projet fin d'études**

**En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en hydraulique**  
**Thème proposé par Cosider canalisation**

# **Conception et dimensionnement de la station d'épuration de Mehalma**

Ahmed TALHI / Fatma Zohra TALBI

**Sous la direction de**

Pr Jazia ARRAR (ENP)

**Présenté et soutenu publiquement le 29/06/2019**

### **Composition du Jury :**

Président	Mme Saâdia BENMAMAR	Pr	ENP
Promoteur	Mme Jazia ARRAR	Pr	ENP
Examineur	Mr Abdelkrim BOUKHARI	Ingénieur	SEAAL
	Mr Salah Eddine TACHI	MCB	ENP
	Mr Salim BENZIADA	MAA	ENP



**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**Ministre de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**  
**Ecole Nationale Polytechnique**



Département Hydraulique  
Laboratoire des recherches scientifiques

## **Mémoire de projet fin d'études**

**En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en hydraulique**  
**Thème proposé par Cosider canalisation**

# **Conception et dimensionnement de la station d'épuration de Mehalma**

Ahmed TALHI / Fatma Zohra TALBI

Sous la direction de

Pr Jazia ARRAR (ENP)

**Présenté et soutenu publiquement le 29/06/2019**

### **Composition du Jury :**

Président	Mme Saâdia BENMAMAR	Pr	ENP
Promoteur	Mme Jazia ARRAR	Pr	ENP
Examineurs	Mr Abdelkrim BOUKHARI	Ingénieur	SEAAL
	Mr Salah Eddine TACHI	MCB	ENP
	Mr Salim BENZIADA	MAA	ENP

## *Dédicaces*

*Avec une profonde gratitude et sincère mot, je dédie ce modeste mémoire de fin d'études*

*Aux êtres les plus chers mes parents, tout mon respect et affection en témoignage de leur amour, soutien, sacrifice, patience, ainsi que pour leurs conseils et orientations dans ma vie.*

*Mes chers frères Foudil, Rabah et Mohamed et ma chère sœur Akila pour leur amour et encouragement.*

*A toute ma famille, mes amis et tous ceux qui me sont chers.*

*Mon binôme Fatma Zohra pour son grand cœur et sa patience, et que je lui souhaite une vie pleine de santé de bonheur et de réussite.*

*A l'ingénieur Bouriche Abdelkrim et toutes les personnes qui m'ont soutenu de près ou de loin.*

*« « Ahmed » »*

## *Dédicaces*

*Avec une profonde gratitude et sincère mot, je dédie ce modeste mémoire de fin d'études  
Aux êtres les plus chers mes parents, tout mon respect et affection en témoignage de leur amour, soutien,  
sacrifice, patience, ainsi que pour leurs conseils et orientations dans ma vie  
Mes chers frères Youcef et Mohamed et ma chère sœur Dalila pour leur amour et encouragement.*

*A toute ma famille, mes amis et tous ceux qui me sont chers.*

*Mon binôme Ahmed pour son grand cœur et sa patience, et que je lui souhaite une  
vie pleine de santé de bonheur et de réussite.*

*A toutes les personnes qui m'ont soutenu de près ou de loin.*

*« « Fatma Zohra » »*

## *Remerciements*

*Nous tenant avant tout à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la santé,*

*la patience et le courage d'accomplir ce modeste travail.*

*La réalisation de ce mémoire a été possible grâce au concours de plusieurs personnes à qui nous*

*voudrions témoigner toute notre gratitude.*

*Nous voudrions tout d'abord adresser toute notre reconnaissance à la directrice de ce mémoire,*

*Madame Jazia ARRAR, pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont*

*contribué à alimenter nos réflexions. Son exigence nous a grandement stimulés.*

*Nous tenons à remercier spécialement notre professeur madame Saâdia BENMEMAR, pour ses*

*conseils précieux et sa patience tout au long de notre parcours éducatif, ainsi que pour son aide, pour*

*avoir un stage de formation au sein de l'entreprise Cosider canalisation.*

*Nous désirions aussi remercier les enseignants de département hydraulique et tous les enseignants de*

*l'ENP qui nous ont fourni les outils nécessaires à la réussite de nos études.*

*Un grand merci également à tout le personnel que nous avons contacté durant notre stage au sein de*

*l'entreprise Cosider canalisation, auprès desquelles nous avons trouvé l'accueil chaleureux, l'aide et*

*l'assistance dont nous avons besoin. À tout le personnel du bureau d'études NEE, pour avoir eu la*

*patience de répondre à nos innombrables questions.*

*Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre*

*travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs propositions, questions et remarques.*

*À l'impossibilité de mentionner tous les personnes, nous voudrions exprimer notre reconnaissance*

*envers les amis et collègues et tous qui nous ont apporté leur soutien moral et intellectuel tout au long de*

*notre démarche.*

## ملخص

الهدف من دراستنا هو حماية وادي عربي ، و الخزان المائي التابع لزرالدة ، والذي يتلقى حاليا مياه الصرف الصحي من المنحدر الشمالي للمدينة الجديدة سيدي عبد الله دون أي علاج مسبق.

لتحقيق هذه الأهداف وإمكانية إعادة استخدام المياه المعالجة في الزراعة ، اخترنا إنشاء محطة تطهير و معالجة المياه المستعمل بمبدأ الطين المفعلة منخفضة الحمولة، بسعة معالجة تبلغ 300000 نسمة مكافئة بحلول عام 2030 ، يتم نقل المياه المستعملة من المنحدر الشمالي للمدينة الجديدة سيدي عبد الله بفعل الجاذبية نحو المحطة بواسطة شبكة منفصلة.

**الكلمات الدالة:** المياه المستعملة ، محطة تطهير و معالجة المياه المستعملة، الطين المفعلة، حمولة منخفضة ، إعادة الاستعمال.

## Abstract

The purpose of our study is the protection of Errebai valley, the hillside reservoir of the State residence of Zeralda, which currently receives wastewater from the north side of the new city of Sidi Abdellah without any prior treatment.

In order to achieve these objectives and for a possible re-use of this treated wastewater in agriculture, we have opted for an activated sludge treatment at low load, with a treatment capacity of 300000 equivalent inhabitants for the year 2030, the wastewater from the north side of the new city of Sidi Abdellah are routed gravitationally to the station by a separative network

**Key Word:** Wastewater, wastewater treatment plant, activated sludge, low load, reuse.

## Résumé

L'objectif de notre étude est la protection d'oued Errebai, la retenue collinaire de la résidence d'état de Zeralda, qui reçoit actuellement les eaux usées du versant nord de la ville nouvelle de Sidi Abdellah sans aucun traitement préalable.

Afin de réaliser ces objectifs et pour une éventuelle réutilisation de ces eaux usées épurées en agriculture, nous avons opté pour une station d'épuration à boues activées à faible charge, d'une capacité de traitement de 300000 équivalent habitant à l'horizon 2030, les eaux usées du versant nord de la ville nouvelle de Sidi Abdellah sont acheminées gravitairement vers la station par un réseau séparatif.

**Mots clés :** Eaux usées, station d'épuration, boue activé, faible charge, réutilisation.

# Table des matières

Liste des tableaux	
Liste des figures	
Liste des abréviations	
Liste des symboles	
Introduction générale.....	17
1 Chapitre 1 : Généralités sur les eaux usées .....	18
1.1 Eaux usées .....	18
1.2 Origine des eaux usées .....	18
1.2.1 Les eaux usées domestiques .....	18
1.2.2 Les eaux industrielles .....	19
1.2.3 Les eaux de ruissellement .....	19
1.2.4 Les eaux parasites.....	19
1.3 Différents types de pollutions.....	19
1.3.1 La pollution physique.....	19
1.3.1.1 Matières inertes.....	19
1.3.1.2 Chaleur.....	20
1.3.1.3 Huiles et graisses .....	20
1.3.1.4 Matières radioactives .....	20
1.3.2 La pollution chimique .....	20
1.3.3 La pollution microbiologique.....	20
1.4 Paramètres de pollution .....	20
1.4.1 Les paramètres physiques.....	21
1.4.1.1 Température.....	21
1.4.1.2 Conductivité.....	21
1.4.1.3 Turbidité .....	21
1.4.1.4 Couleur et odeur .....	21
1.4.1.5 Matière en suspension .....	21
1.4.2 Les paramètres chimiques .....	22
1.4.2.1 Potentiel Hydrogène (pH).....	22
1.4.2.2 L'oxygène dissous .....	22
1.4.2.3 Demande Biochimique en Oxygène .....	22



1.4.2.4	Demande Chimique en Oxygène (DCO).....	22
1.4.2.5	Notion de biodégradabilité .....	22
1.4.2.6	Carbone organique total.....	23
1.4.2.7	Nutriments .....	23
1.4.2.8	Métaux lourd.....	24
1.4.3	Les paramètres microbiologiques.....	24
1.5	Normes des eaux usées et des eaux de rejet .....	24
1.6	Equivalent habitant .....	25
1.7	Procédés d'épuration des eaux usées.....	26
1.7.1	Le prétraitement .....	26
1.7.1.1	Dégrillage .....	26
1.7.1.2	Dessablage .....	27
1.7.1.3	Le dégraissage-déshuilage.....	28
1.7.2	Le traitement primaire.....	28
1.7.2.1	La décantation.....	28
1.7.3	Traitement secondaire (traitement biologique) .....	29
1.7.3.1	Traitement par floc mobile .....	29
1.7.3.2	Traitements par floc fixé.....	31
1.7.4	Décantation secondaire .....	33
1.7.5	Traitement tertiaire .....	33
1.7.6	Traitement des boues.....	34
1.7.6.1	Epaissement.....	34
1.7.6.2	Déshydratation.....	34
1.7.6.3	Séchage.....	34
1.7.6.4	Stabilisation et hygiénisation.....	35
1.7.6.5	Digestion des boues .....	35
1.8	Conclusion .....	35
2	Chapitre 2 : Présentation de la ville Sidi Abdellah .....	36
2.1	Situation géographique .....	36
2.2	Situation topographique.....	37
2.3	Situation hydrographique .....	37
2.4	Situation climatique.....	38

2.4.1	La température.....	38
2.4.2	Les précipitations .....	39
2.4.3	Direction et intensité du vent .....	39
2.5	Situation hydraulique.....	40
2.5.1	L'alimentation en eau potable .....	40
2.5.1.1	Le réseau actuel .....	40
2.5.1.2	Le réseau d'AEP projeté.....	41
2.5.2	L'assainissement .....	41
2.6	Situation démographique .....	43
2.6.1	La population actuelle .....	43
2.6.2	Détermination de la population future (l'horizon 2030) .....	43
2.7	Les équipements .....	43
2.8	Conclusion .....	45
3	Chapitre 3 : Analyses des données .....	46
3.1	Le site de la station d'épuration Nord .....	46
3.2	Calcul de débit d'eau consommé.....	47
3.2.1	Besoin en eau domestique .....	47
3.2.2	Besoin en eau des équipements.....	47
3.3	Calcul de débit des eaux usées .....	48
3.3.1	Débit moyen journalier.....	48
3.3.2	Débit de pointe des eaux usées.....	49
3.4	Caractéristiques des eaux usées de la zone d'étude.....	49
3.4.1	Les résultats d'analyse d'eau brute .....	49
3.4.2	Interprétation des résultats d'analyse .....	50
3.4.3	Biodégradabilité .....	51
3.4.4	Pollution moyenne journalière .....	51
3.5	Estimation des charges polluantes (2030) .....	52
3.5.1	Calcul du nombre d'équivalent habitant .....	52
3.5.2	Calcul de la concentration des polluants .....	53
3.6	Choix de filière de traitement .....	54
3.7	Conclusion.....	54

4	Chapitre 4 : Filière de traitement.....	55
4.1	Principe du procédé .....	55
4.2	Paramètres de fonctionnements .....	56
4.2.1	Charge massique .....	56
4.2.2	Charge volumique .....	56
4.2.3	Temps de séjour .....	57
4.2.4	Age des boues.....	57
4.2.5	Indice de Molhman.....	58
4.2.6	Besoin en oxygène .....	58
4.3	Description des principaux ouvrages composants la filière .....	59
4.3.1	Prétraitement .....	59
4.3.1.1	Dégrillage .....	59
4.3.1.2	Dessablage-déshuilage.....	59
4.3.2	Traitement biologique .....	59
4.3.3	Décanteur .....	60
4.3.4	Traitement des boues.....	60
4.3.4.1	Epaississement gravitaire .....	60
4.3.4.2	Déshydratation mécanique .....	61
4.4	Ouvrages annexes .....	61
4.4.1	Relevage .....	61
4.4.2	Zone de contact .....	61
4.4.3	Regard de dégazage.....	61
4.5	Traitement tertiaire .....	62
4.5.1	Filtration (filtre à sable).....	62
4.5.2	Désinfection par UV.....	62
4.6	Conclusion .....	63
5	Chapitre 5 : Dimensionnement des ouvrages.....	64
5.1	Prétraitement.....	65
5.1.1	Dégrilleurs .....	65
5.1.2	Dessableur-déshuileur .....	68
5.1.2.1	Condition de dimensionnement .....	68

5.1.2.2	Dimensionnement du dessableur –déshuileur .....	68
5.2	Le traitement biologique.....	71
5.2.1	Bassin biologique .....	71
5.2.2	Bassin d’anaérobie .....	71
5.2.2.1	Dimensionnement du bassin.....	71
5.2.2.2	Déphosphatation biologique .....	72
5.2.2.3	Déphosphatation complémentaire .....	72
5.2.3	Le bassin d’anoxie.....	74
5.2.4	Le bassin d’aération .....	76
5.2.5	Le décanteur .....	80
5.3	Ouvrages annexes .....	82
5.3.1	Zone de contact .....	82
5.3.2	Regard de dégazage.....	83
5.4	Traitement des boues .....	84
5.4.1	Epaississeur .....	84
5.4.2	Lits de séchages.....	85
5.5	Traitement tertiaire .....	88
5.5.1	Filtre à sable rapide .....	88
5.5.2	Désinfection par ultra-violet.....	89
5.6	Conclusion .....	90
6	Chapitre 6 : Réutilisation des eaux usées .....	91
6.1	Définition et objectifs .....	91
6.2	Domaines de réutilisation des eaux usées.....	91
6.2.1	La réutilisation agricole.....	92
6.2.2	La réutilisation industrielle.....	92
6.2.3	La réutilisation dans les zones urbaines .....	92
6.2.4	La production d’eau potable.....	93
6.2.5	La recharge des nappes .....	93
6.2.6	La restauration des milieux humides.....	93
6.2.7	Le maintien des niveaux des cours d’eau.....	94
6.3	Avantages de la réutilisation des eaux.....	94

6.4	Limites et contraintes.....	95
6.4.1	Disponibilité spatiale et temporelle des eaux usées épurées .....	95
6.4.2	Conséquences environnementales.....	95
6.4.3	Acceptation des publics.....	96
6.5	Réutilisation des eaux usées en Algérie .....	96
6.6	Cas de la STEP Mehalma Nord .....	99
	Conclusion générale.....	100
	Bibliographie.....	101

## Liste des tableaux

Tableau 1-1 : Coefficient de biodégradabilité .....	23
Tableau 1-2 : Valeurs maximales admissibles pour les rejets et les eaux usées épurées .....	25
Tableau 2-1 : Analyse topographique de la ville nouvelle Sidi Abdellah .....	37
Tableau 2-2: Températures mensuelles moyennes .....	38
Tableau 2-3 : Vitesses mensuelles moyennes et maximales du vent .....	39
Tableau 2-4:Fréquences et directions les vents .....	39
Tableau 2-5: Population de l'horizon 2030.....	43
Tableau 2-6: Les équipements du versant Nord de la ville Sidi Abdellah .....	44
Tableau 2-7: Les équipements du versant Sud de la ville Sidi Abdellah .....	45
Tableau 3-1 : Besoins en eau domestique .....	47
Tableau 3-2: Besoin en eau des équipements en 2030.....	48
Tableau 3-3 : Récapitulatif des besoins en eau pour l'horizon 2030 .....	48
Tableau 3-4: Débit moyen journalier des eaux usées.....	49
Tableau 3-5 : Débit de pointe des eaux usées .....	49
Tableau 3-6: Données des eaux usées de la zone d'étude.....	50
Tableau 3-7 : Coefficient de biodégradabilité.....	51
Tableau 3-8 : Pollution journalière moyenne par habitant.....	52
Tableau 3-9 : Flux de pollution et teneurs en polluants (2030) .....	53
Tableau 4-1 : Les différents systèmes à boues activées .....	57
Tableau 5-1 : Base de dimensionnement de la STEP Nord .....	64
Tableau 5-2 : Espacement et épaisseurs des barreaux .....	66
Tableau 5-3: Valeurs de $\beta'$ en fonction de type des barreaux .....	66
Tableau 5-4 : Base de dimensionnement du dégrilleur .....	67
Tableau 5-5: Résultats de dimensionnement du dégrilleur .....	67
Tableau 5-6 : Résultats dimensionnement du dessableur – déshuileur .....	70
Tableau 5-7 : Résultats du dimensionnement du bassin anaérobie .....	72
Tableau 5-8 : Déphosphatation complémentaire.....	74
Tableau 5-9 : Résultats de dimensionnement du bassin d'anoxie.....	75
Tableau 5-10: Valeurs de $a'$ et $b'$ .....	77
Tableau 5-11 : Résultats relatives au traitement biologique .....	80
Tableau 5-12 : Dimensionnement de la zone de contact.....	83
Tableau 5-13 : Dimensionnement du regard de dégazage .....	84
Tableau 5-14: Dimensionnement de l'épaississeur .....	85
Tableau 5-15 : Dimensionnement du filtre à bande .....	87
Tableau 5-16 : Filière de traitement des boues dans la station d'épuration .....	87
Tableau 5-17 : Dimensionnement du filtre à sable .....	89
Tableau 6-1: Norme Algérienne: Spécifications physico-chimiques des eaux usées épurées destinées à l'irrigation agricoles .....	97
Tableau 6-2: Norme Algérienne: Spécifications microbiologiques des eaux usées épurées destinées à l'irrigation agricoles .....	98

## Liste des figures

Figure 1-1 : Lagunage naturel .....	30
Figure 1-2 : Lagunage aéré .....	30
Figure 1-3 : Principe de fonctionnement d'une station à lit bactérien .....	32
Figure 1-4 : Principe de fonctionnement d'une station à disque biologique .....	33
Figure 2-1 : Carte de situation de Sidi Abdellah .....	36
Figure 2-2 : Carte de réseau hydrographique de Sidi Abdellah .....	38
Figure 2-3: Répartition des zones alimentées .....	40
Figure 2-4 : Le réseau d'AEP projeté de Sidi Abdellah .....	41
Figure 2-5: Plan global de l'assainissement des eaux usées .....	42
Figure 3-1 : Le site de la STEP Nord .....	46
Figure 4-1 : Exemple d'une filière de traitement par boues activées .....	56
Figure 4-2 : Les différents ouvrages de traitement biologique .....	59
Figure 4-3 : Schéma simplifié de la station d'épuration .....	63

## Liste des abréviations

<b>Abréviation</b>	<b>Signification</b>
STEP	Station d'épuration
MES	Matières en suspension
MVS	Matières volatiles en suspension
MMS	Matières minérales en suspension
DBO	Demande biologique en oxygène
DCO	Demande chimique en oxygène
COT	Carbone organique total
MO	Matière organique
MM	Matière minérale
P	Phosphore
N	Azote
$\text{NH}_4^+$	Azote ammoniacal
NTK	Azote KJELDAHL
$\text{N NO}_3^-$	Azote des nitrates
$\text{N NO}_2^-$	Azote des nitrites
NGL	Azote global
EH	Equivalent habitant
REUE	Réutilisation des eaux usées épurées



## Liste des symboles

Symbole	Signification	Unité	Symbole	Signification	Unité
$Q_{moyj}$	Débit moyen journalier	$m^3/j$	V	Volume	$m^3$
$Q_{moyj(rejeté)}$	Débit moyen journalier des eaux usées	$m^3/j$	$H_c$	Hauteur du canal	m
$Q_{moyh(rejeté)}$	Débit moyen horaire des eaux usées	$m^3/h$	$P_{entrée}$	Quantité de phosphore dans l'effluent brute	Kg/j
$Q_p$	Débit de pointe des eaux usées	$m^3/s$	$P_{éliminée}$	Quantité de phosphore éliminée dans le bassin	Kg/j
$C_{rj}$	Coefficient de rejet	-	$P_{résiduelle}$	Quantité du phosphore restante	Kg/j
$C_p$	Coefficient de pointe	-	$P_{rejet}$	Quantité du phosphore tolérée dans l'eau traitée	Kg/j
$L_x$	Charge moyenne journalière du polluant	Kg/j	$P_{précipiter}$	Quantité de phosphore à précipiter	Kg/j
$C_x$	Concentration moyenne du polluant	Kg/ $m^3$	$q_{jO_2}$	Besoins journaliers en oxygène	Kg/j
$C_m$	Charge massique	Kg DBO <sub>5</sub> Kg/MVS.j	$q_{O_{2p}}$	Besoin horaire en oxygène en temps diurne	Kg/h
$C_v$	Charge volumique	Kg DBO <sub>5</sub> / $m^3$	$q_{O_{2réelp}}$	Besoin réel en oxygène en temps diurne	Kg/h
$t_s$	Temps de séjour	h	$t_d$	Période diurne	h
$S_g$	Section de la grille	m	$N_{nit}$	Quantité d'azote à nitrifier	Kg/j
$L_g$	Largeur de la grille	m	$N_{dénit}$	Quantité d'azote à dénitrifier	Kg/j
$\alpha$	Angle de l'inclinaison de la grille avec l'horizon	Degré	$E_n$	Puissance de l'aération nécessaire	KW
$\sigma$	Coefficient de colmatage de la grille	-	$E_a$	Quantité d'oxygène par unité de puissance	Kg/KW
B	Fraction de surface occupée par les barreaux	-	$E_b$	Puissance de brassage	KW
e	Espacement entre les barreaux	m	$t_f$	Temps de fonctionnement de l'aérateur	h/j
d	Diamètre des barreaux	m	$N_a$	Nombre d'aérateur	-
$h_{max}$	Hauteur d'eau maximale dans le canal (dégrilleur)	m	$\Delta X_1$	Quantité des boues chimiques produites	Kg/j

$V_g$	Vitesse de passage à travers la grille	m/s	$\Delta X_2$	Quantité de boues en excès	Kg/j
$N_e$	Nombre d'espacement	-	$X_a$	Quantité de boues dans le bassin d'aération	Kg
$\beta'$	Coefficient dépendant de la forme des barreaux	-	$X_{\min}$	Quantité de boues minérales	Kg/j
$N_b$	Nombre des barreaux	-	$X_{\text{dur}}$	Quantité des boues difficilement biodégradables	Kg/j
$S_c$	Section du canal	m <sup>2</sup>	$\Delta X_t$	Quantité totale de boues	Kg/j
$S$	Surface	m <sup>2</sup>	$X_m$	Concentration de boues en excès	Kg/m <sup>3</sup>
$H$	Hauteur d'eau	m	$I_m$	Indice de Mohlman.	mg/L
$D$	Diamètre	m	$R$	Taux de recyclage	%
$V_e$	Vitesse horizontale	m/s	$Q_{\text{bexcès}}$	Débit de boues en excès	m <sup>3</sup> /j
$V_s$	Vitesse de sédimentation	m/s	$A_b$	Age des boues	jours
$V_{\text{air}}$	Volume d'air à injecter	m <sup>3</sup>	$V_{\text{asc}}$	Vitesse ascensionnelle	m/s
$Q_{\text{air}}$	Débit d'air à injecter	m <sup>3</sup> /j	$V_{\text{Lit}}$	Volume du lit de séchage	m <sup>3</sup>

### Introduction générale

La pollution de l'eau est une dégradation physique, chimique, biologique ou bactériologique de ses qualités naturelles, provoquée par l'homme et ses activités. Elles peuvent détériorer l'environnement, causer l'altération des ressources en eau de surface et souterraines et engendrer des graves problèmes pour la santé publique d'où la nécessité de traiter ces eaux usées avant de les rejeter dans le milieu récepteur.

L'épuration des eaux usées a donc pour objectif de réduire la charge polluante qu'elles véhiculent. Par conséquent elles devraient être dirigées vers des stations d'épuration dont le rôle est de concentrer la pollution contenue dans les eaux usées sous forme d'un petit volume d'un résidu, des boues, et de rejeter une eau épurée répondant à des normes bien précises, et cela grâce à des procédés physico-chimiques ou biologiques.

Face aux problèmes des eaux usées que vit la ville nouvelle Sidi Abdellah, l'état algérienne a décidé de prévoir une station d'épuration pour traiter les rejets de la ville. Ce projet a été confié à Cosider canalisation.

C'est dans ce cadre, que s'inscrit notre projet fin d'études proposé par Cosider canalisation. Nous allons concevoir une station d'épuration à boues activées destinée à épurer les eaux usées de la ville nouvelle Sidi Abdellah afin de protéger le milieu naturel et la santé publique contre toute nuisance et mobiliser un volume supplémentaire d'eau apte à être réutilisé dans plusieurs domaines.

Pour ce faire, nous avons structuré notre travail comme suit :

Le premier chapitre donne des généralités sur les eaux usées urbaines et les différents procédés d'épuration des eaux usées, que doivent subir les eaux usées avant d'être rejetées dans le milieu naturel.

Le deuxième chapitre est dédié à la présentation de la zone d'étude, qui est la ville nouvelle de Sidi Abdellah et ces caractéristiques.

Le troisième et le quatrième chapitres consistent à faire une étude préliminaire dans laquelle on détermine les bases de dimensionnement de la station ainsi le choix du procédé de l'épuration.

Le cinquième chapitre est consacré à la conception et au dimensionnement de la station d'épuration choisie : procédé par boues activées à faible charge.

Le sixième chapitre a pour objectif de présenter les différentes voies de la réutilisation des eaux usées.

Et enfin, une conclusion générale est donnée pour résumer notre travail.

# 1 Chapitre 1 : Généralités sur les eaux usées

Dans le cadre de l'épuration et traitement des eaux usées et choix de procédés d'épuration adaptés, il est essentiel de connaître la nature des rejets et les différents types de polluants charriés qu'ils soient physiques, chimiques et microbiologiques, et leurs teneurs.

Dans ce chapitre, nous aborderons l'origine des eaux usées, les différents agents de pollution, et les différents procédés de traitement des eaux usées.

## 1.1 Eaux usées

Les eaux résiduaires ou eaux usées sont des eaux ayant subi des modifications qui rendent l'eau impropre aux usages auxquelles elle est destinée, générées essentiellement par l'activité humaine. Une eau usée est généralement un mélange de matières polluantes, dispersées ou dissoutes dans l'eau qui a servi aux besoins domestiques ou industriels (**Rejsek, 2002**).

## 1.2 Origine des eaux usées

### 1.2.1 Les eaux usées domestiques

Les effluents domestiques sont généralement constitués de matières organiques dégradables ou non, de matières minérales telles les graisses, matières en suspension ou terre. Ces substances sont sous forme dissoute ou en suspension.

Elles proviennent essentiellement :

- Des eaux de cuisine qui contiennent des matières minérales en suspension provenant du lavage des légumes, des substances alimentaires à base de matières organiques (glucides, lipides, protides) et des produits détergents utilisés pour le lavage de la vaisselle et ayant pour effet la solubilisation, des graisses et huiles ;
- Des eaux de buanderie contenant principalement des détergents ;
- Des eaux de salle de bain chargées en produits utilisés pour l'hygiène corporelle, généralement des matières grasses hydrocarbonées ;
- Des eaux de vannes qui proviennent des sanitaires très chargées en matières organiques hydrocarbonées, en composés azotés, phosphatés et microorganismes (**Rejsek, 2002**).

### 1.2.2 Les eaux industrielles

Les eaux usées d'origine industrielle sont caractérisées par des débits et compositions très variables. Leurs caractéristiques varient d'une industrie à une autre. En plus de matières organiques, azotées ou phosphorées, elles peuvent également contenir des :

- Matières organiques et graisses (industries agro-alimentaires, équarrissage) ;
- Sels métalliques (traitement de surface, métallurgie, galvanoplastie, sidérurgie...)
- Matières minérales divers (industries chimiques, tannerie, carrières, mines...)
- Hydrocarbures (raffineries) ;
- Eau chaude (circuit de refroidissement des centrales thermiques) ;
- Matières radioactives (centrales nucléaires, traitement des déchets radioactifs) (Koller, 2004).

### 1.2.3 Les eaux de ruissellement

Les eaux de ruissellement regroupent les eaux de pluies ainsi celles utilisées pour le lavage des espaces publics. Au cours de leur ruissellement, ces eaux transportent des polluants, des sables qui se déposent dans les canalisations à la moindre chute de vitesse d'écoulement. (Koller, 2004).

### 1.2.4 Les eaux parasites

Ce sont le plus souvent des eaux provenant des infiltrations suite à une averse ou de la remontée de la nappe, ces eaux pénètrent dans le réseau d'assainissement à travers des joints mal confectionnés ou bien à travers des fissures, la présence de ces eaux perturbe le fonctionnement de la station d'épuration (Koller, 2004).

## 1.3 Différents types de pollutions

On entend par la pollution de l'eau, la modification néfaste de la composition des eaux par l'ajout des substances susceptibles d'altérer leur qualité, leur aspect esthétique et compromettre leur consommation. La pollution se manifeste généralement sous formes physique, chimique, microbiologique.

### 1.3.1 La pollution physique

La pollution physique est due aux agents physiques telles les matières inertes, huiles et graisses, chaleur et matières radioactives.

#### 1.3.1.1 Matières inertes

Elles proviennent essentiellement du lessivage l'érosion des sols lors de pluies abondantes, des lavages des rues, et des travaux réalisés par l'homme qui rendent le sol imperméable provoquant des flux polluants importants entraînant avec eux des boues. Celles-ci colmatent

les lits des ruisseaux et des rivières et diminuent ainsi les échanges possibles entre l'eau et la terre (Koller, 2004).

### 1.3.1.2 Chaleur

Elle est provoquée par l'accroissement excessif de la température de l'eau par suite de rejets des eaux des circuits de refroidissement des établissements industriels, et la diminution de la teneur en oxygène dissous qu'elle induit (Koller, 2004).

### 1.3.1.3 Huiles et graisses

Des principales sources sont les cuisines, les industries alimentaires, mais également celles de l'industrie du pétrole, la formation d'un biofilm à la surface de l'eau réduit la dissolution de l'oxygène de l'air et une diminution du pouvoir d'auto épurateur (Koller, 2004).

### 1.3.1.4 Matières radioactives

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 (Koller, 2004).

## 1.3.2 La pollution chimique

Due à l'existence de substances chimiques en solution, elle peut être à caractère organique ou minérale dominant ou à caractère mixte selon les sources de pollution. Certaines matières organiques telles les métaux et métalloïdes (mercure, cyanure, cadmium, arsenic, plomb, chromates, sélénium, cuivre, thallium...) sont toxiques et peuvent s'accumuler et se concentrer dans les différents éléments de la faune et la flore (Koller, 2004).

## 1.3.3 La pollution microbiologique

La pollution microbiologique se développe conjointement à la pollution organique par une prolifération de germes d'origine humaine ou animale dont certains sont éminemment pathogènes et les microorganismes tels les bactéries fécales, virus, parasites (Koller, 2004).

## 1.4 Paramètres de pollution

L'appréciation de la qualité d'une eau de rejet est basée sur les constitutions relatives à l'aspect, la couleur, l'odeur... (Paramètres organoleptique) et les résultats de mesure de paramètres organoleptiques, physique-chimique, chimique et microbiologiques qu'il s'agit de comparer aux concentrations maximales admissibles et lois à la vigueur dans un pays donné (Satin et al., 1999).

### 1.4.1 Les paramètres physiques

#### 1.4.1.1 Température

C'est un paramètre souvent négligé dans les collecteurs urbains, mais qui devrait être plus souvent mesuré, surtout dans le cas de rejet industriel dans le réseau. Le fonctionnement de certains ouvrages d'épuration, notamment les dégraisseurs, est sensible à des températures trop élevées. Ainsi, tout rejet doit être strictement inférieur à 30°C (**Satin et al., 1999 ; JO, 2012**).

#### 1.4.1.2 Conductivité

C'est une mesure simple de la concentration totale en sels dissous. Par comparaison avec la conductivité de l'eau potable, il est possible de juger rapidement si des apports importants, en particulier industriels, ont lieu dans le réseau d'assainissement (**Satin et al., 1999**).

#### 1.4.1.3 Turbidité

La turbidité est liée à la présence dans l'eau usée de particules ou matières en suspension (MES) d'origines organique, minérale, argiles, de colloïdes ... Elle est variable dans le temps selon le mode de rejet, et suivant les saisons. La turbidité de l'eau usée est intense pendant les premières pluies, car il y a nettoyage des chaussés et toitures (**Gaïd, 1984**).

#### 1.4.1.4 Couleur et odeur

Dans les eaux usées brutes la couleur est due à la présence de matières organiques dissoutes, colloïdales ou par des composés chimiques solubles qui sont colorés. L'odeur est due à une fermentation des matières organiques. La couleur et l'odeur des eaux usées renseignent sur l'âge des déchets liquides (**Gaïd, 1984**). Les eaux usées fraîches sont grises par exemple.

#### 1.4.1.5 Matière en suspension

Les matières en suspension (MES) représentent les matières solides qui ne sont ni à l'état soluble ni à l'état colloïdal, donc retenues par un filtre. Les MES, qui comportant des matières organiques et/ou minérales, constituent un paramètre important qui marque le degré de pollution d'un effluent urbain ou même industriel (**Satin et al., 1999**).

On distingue les matières volatiles en suspension (MVS) représentant la fraction organique de MES et les matières minérales en suspension (MMS) qui est la différence entre les MES et les MVS.

Les MVS sont déterminées par calcination de MES dans un four pendant 2 heures à 525°C, présente en moyenne 70 à 80 % de MES (**Satin et al., 1999**).

### 1.4.2 Les paramètres chimiques

#### 1.4.2.1 Potentiel Hydrogène (pH)

Le pH mesure la concentration des ions  $H^+$  dans l'eau. Ce paramètre caractérise un grand nombre d'équilibre physico-chimiques. Le pH influe la croissance des micro-organismes présents dans l'eau, la plupart des bactéries par exemple peuvent croître dans une gamme de pH comprise entre 5 et 9, l'optimum étant situé entre 6,5 et 8,5. Des valeurs inférieures à 5 ou supérieures à 9 affectent la survie des micro-organismes aquatiques selon l'organisation mondiale de la santé (OMS).

Le pH des eaux usées urbaines est en général dans le domaine de la neutralité, entre 7 et 7,5 environ. Un pH différent est indice d'une pollution industrielle. L'épuration biologique est possible pour un pH compris entre 6,5 et 8,5 au-delà de ces valeurs, l'activité biologique décroît rapidement (Satin et al., 1999).

#### 1.4.2.2 L'oxygène dissous

Il provient de la dissolution de l'oxygène de l'air atmosphérique, de la photosynthèse et en fonction de la température, la pression atmosphérique, la salinité du milieu et la turbulence. La teneur de l'oxygène à la saturation dans l'eau dépasse rarement 10mg/L (Gaïd, 1984). La teneur en oxygène dissous constitue une mesure indirecte de la pollution, en présence de matières organiques l'oxygène dissous est consommé par les microorganismes aérobies.

#### 1.4.2.3 Demande Biochimique en Oxygène

La demande biochimique en Oxygène (DBO) est la quantité d'oxygène nécessaire à la dégradation de la matière organique biodégradable d'une eau en présence des micro-organismes. En général on se réfère à la quantité d'oxygène consommé pendant cinq jours à 20°C ou la  $DBO_5$ . Elle est très utilisée pour le suivi des effluents urbains (Satin et al., 1999. Eckenfelder, 1982).

#### 1.4.2.4 Demande Chimique en Oxygène (DCO)

C'est la quantité d'oxygène nécessaire pour oxyder la matière organique (biodégradable ou non) d'une eau à l'aide d'un oxydant : le bichromate de potassium. Ce paramètre offre une représentation plus ou moins complète des matières oxydables présentes dans l'échantillon (Satin et al., 1999. Eckenfelder, 1982).

#### 1.4.2.5 Notion de biodégradabilité

La notion de la biodégradabilité représente la capacité d'une substance ou son aptitude à être décomposée par les micro-organismes (bactéries, champignons, ...).

La valeur du coefficient K (le rapport entre DCO et  $DBO_5$ ) détermine le choix de la filière de traitement à adopter, il permet d'évaluer la biodégradabilité de la matière organique d'un



effluent donné. En effet, une valeur faible du rapport DCO/DBO<sub>5</sub> implique la présence d'une grande proportion de matières biodégradables ce qui permet d'envisager un traitement biologique. Inversement, une valeur importante de ce rapport indique qu'une grande partie de la matière organique n'est pas biodégradable et dans ce cas, il est préférable d'envisager un traitement physico-chimique.

Le rapport DCO/DBO<sub>5</sub> permet d'indiquer si les eaux usées rejetées directement dans le milieu récepteur ont des caractéristiques des eaux usées domestiques ( $K < 3$ ) (Rodier, 1996).

Le tableau 1-1 donne les différents modes de traitement en fonction du rapport de la biodégradabilité.

**Tableau 1-1 : Coefficient de biodégradabilité (Rodier, 1996)**

Le rapport $K = \frac{DCO}{DBO_5}$	Mode de traitement
$1 < K < 2$	Effluent biodégradable
$2 < K < 3$	Effluent peu biodégradable
$K > 3$	Effluent difficilement biodégradable, voire non biodégradable

### 1.4.2.6 Carbone organique total

Le carbone organique total (COT) représente la fraction de carbone présent dans les composés organiques, déterminé par oxydation thermique entre 900 et 1000°C. le COT est l'un des plus importants paramètres composites dans l'évolution de la pollution organique de l'eau (Eckenfelder, 1982).

### 1.4.2.7 Nutriments

Les nutriments sous forme azotée ou phosphorée sont présents dans les eaux usées urbaines, sous forme organique et/ou minérale. Ils sont responsables de l'eutrophisation des milieux aquatiques au-delà de certaines concentrations. La connaissance des teneurs en nutriments dans les eaux de rejets est donc indispensable se conformer aux normes de rejets dans le milieu récepteur et en prévision de traitements auxiliaires dans le cas de station d'épuration.

#### ❖ *Le phosphore*

Le phosphore se présente dans les eaux résiduaires brutes sous deux formes, organique (d'origine industrielle ou biologique provenant des matières fécales) et minérales (les ortho et poly phosphates provenant de lessive, d'engrais phosphatés) (Gaïd, 1984).

### ❖ *L'azote*

L'azote peut être présent dans les eaux usées sous plusieurs formes :

- Réduite : azote organique (N) et azote ammoniacal  $\text{NH}_4^+$  ;
- Moléculaire : azote dissous ;
- Oxydée : azote des nitrites  $\text{N NO}_2^-$  et azote des nitrates  $\text{N NO}_3^-$ .

L'azote Kjeldahl noté NTK représente l'azote organique et l'azote ammoniacal :

$$\text{NTK} = \text{N} + \text{NH}_4^+$$

L'ensemble des quatre formes azotées constitue l'azote global noté NGL :

$$\text{NGL} = \text{NTK} + \text{N NO}_2^- + \text{N NO}_3^-$$

L'azote contenu dans les eaux résiduaires domestiques est essentiellement sous forme ammoniacale. Les formes oxydées n'apparaissent pas ou seulement en faibles quantités dans les effluents urbains, ce qui s'explique par le fait qu'une eau usée est toujours considérée comme étant un milieu réducteur (Gaïd, 1984, Satin et al., 1999).

#### 1.4.2.8 Métaux lourds

Les métaux lourds sont en général toxiques et peuvent inhiber la croissance microbienne et gêner ou encore annuler le processus d'épuration biologique. Par conséquent il est nécessaire d'éliminer cette pollution lorsqu'elle existe. Les métaux les plus toxiques sont le Chrome VI, le Plomb (Pb), l'aluminium (AL), le cadmium (Cd), le cuivre (Cu), le nickel (Ni) et le zinc (Zn). Ils peuvent exister sous forme ionique et/ou sels et peuvent s'accumuler dans les boues (Gaïd, 1984).

#### 1.4.3 Les paramètres microbiologiques

Les eaux usées évacuent la matière fécale et les urines des populations. Elles sont chargées en germes intestinaux habituels de l'homme, germes pathogènes et des parasites ..., parmi lesquels on peut citer : les virus, les bactéries, les protozoaires et les helminthes (Gaïd, 1984).

#### 1.5 Normes des eaux usées et des eaux de rejet

La norme est représentée par un chiffre qui fixe une limite supérieure à ne pas dépasser où une limite inférieure à respecter. Une norme est fixée par une loi, une directive, un décret de loi.

Les valeurs maximales admissibles pour les rejets et pour les eaux usées épurées selon l'office international de l'eau et le journal officiel de la république algérienne N° 41 (décret exécutif N° 07-149 correspondant au 20 mai 2007) sont résumées dans le tableau 1-2 :

Tableau 1-2 : Valeurs maximales admissibles pour les rejets et les eaux usées épurées

Paramètres	Unités	Valeur maximale admissible pour les eaux usées (OIE)	Valeur maximale admissible pour les eaux épurées (JO, 2012, décret exécutif n°07-149, OMS)
Température	°C	< 30	< 30
Conductivité	µs/cm	3000	400
Ph	-	6.5 - 8.5	6.5 - 8.5
MES	mg/L	100-600	30
DBO <sub>5</sub>	mg/L	150-500	30
DCO	mg/L	300-1000	90
N NO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	mg/L	30-100	30
N NH <sub>4</sub> <sup>+</sup>	mg/L	20-80	2
Phosphore	mg/L	10-25	2
Huile et graisse	mg/L	-	20

## 1.6 Equivalent habitant

L'équivalent-habitant (noté EH) représente la quantité moyenne standard de pollution rejetée par jour par habitant. Permettant de dimensionner une station d'épuration.

L'équivalent habitant est en fonction des usages et habitudes des habitants mais également de la dotation en consommation journalière de ces derniers.

D'après la littérature la valeur de l'équivalent habitant se situe entre :

- 70-90 g de matières en suspension/jour ;
- 60-70 g de demande biochimique en oxygène (DBO) /jour ;
- 120-135 g de demande chimique en oxygène DCO /jour ;
- 10-15 g de NTK/jour ;
- 2-4 g de phosphore total/jour ;
- 15-20 g de matières grasses (**Cardot, 1999 ; OIE**).

### 1.7 Procédés d'épuration des eaux usées

Divers procédés ou méthodes de traitement des eaux usées existent et peuvent être utilisés, et leur application dépend à la fois des caractéristiques des effluents à traiter et le taux de dépollution désiré. La variation de la qualité des eaux usées fait que le choix d'un procédé ou d'une succession de procédés dépendra de :

- Caractéristiques des eaux résiduaires ;
- Coût et de la disponibilité des terrains ;
- L'évolution des normes de rejets ;
- Nombre d'équivalent habitant (charge polluante).

Dans tous les cas les opérations de prétraitement sont indispensables pour protéger et assurer le bon fonctionnement des différents ouvrages de traitement.

#### 1.7.1 Le prétraitement

Lors de procédés de traitement des éléments solides ou particulaires les plus grossiers, qui peuvent gêner les traitements ultérieurs ou d'endommager les équipements comme des déchets volumineux, sables, des graisses, ... (**Grosclaude, 1999**).

Afin de les éliminer, de nombreux équipements sont installés tels le dégrillage, le dessablage et le dégraissage - déshuilage.

##### 1.7.1.1 Dégrillage

Le dégrillage permet l'élimination des grosses particules transportées par les eaux brutes, afin d'éviter les problèmes d'obstruction des pompes et les bouchages des conduites dans les différents organes de la STEP. Il consiste à faire passer les eaux usées au travers d'une grille constituée de barreaux de différents écartements selon l'usage (**Satin et al., 2010**).

On distingue trois types de dégrillage en fonction de la taille des détritiques à éliminer :

- Le dégrillage fin pour un écartement de 3 à 10 mm ;
- Le dégrillage moyen pour un écartement de 10 à 25 mm ;
- Le pré-dégrillage pour un écartement de 50 à 100 mm.

Le dégrillage est assuré par une grille à nettoyage manuel ou par une grille mécanique :

##### ❖ *Grilles manuelles*

Les grilles manuelles sont composées de barreaux droits le plus souvent inclinés à 45° à 60° sur l'horizontale. Elles sont utilisées que pour les petites collectivités. Leur nettoyage se fait à l'aide d'un râteau, au quotidien pour qu'il n'y ait pas de colmatage (**Rejsek, 2002 ; Eckenfelder, 1982**).

### ❖ *Grilles mécaniques*

La grille mécanique est indispensable pour une station d'épuration d'une capacité de plus de 2000 EH. Souvent inclinées à 60° à 90° sur l'horizontale (**Satin et al., 2010 ; Eckenfelder, 1982**). On distingue les grilles par nettoyage par l'amont et celles à nettoyage par l'aval.

Le nettoyage des grilles se fait par l'amont dans le cas :

- Les grilles courbes, adaptées pour les moyennes stations qui traitent des débits de 10 à 5000 m<sup>3</sup>/h ;
- Les grilles droites, fortement relevées sur l'horizontal permettant de couvrir une gamme de débits de 100 à 40 000 m<sup>3</sup>/h (**Satin et al., 2010**).

Il peut également se faire par l'aval lorsque ces dernières sont équipées de râtaux peignes montés sur des chaînes sans fin. Elles sont capables de traiter des effluents très chargés, pour une gamme de débits de 500 à 30 000 m<sup>3</sup>/h (**Rejsek, 2002 ; Satin et al., 2010**).

#### 1.7.1.2 Dessablage

Cette étape a pour but d'extraire les graviers, les sables et les particules minérales de l'effluent à traiter, elle vise à réduire le risque d'abrasion des équipements et à diminuer les dépôts et colmatage dans les conduites, aussi pour ne pas perturber les étapes suivantes de traitement. Les dessableurs sont en général conçus pour éliminer des particules de granulométrie égale ou supérieure à 100 µm (**Satin et al., 2010**).

La technique du dessablage consiste à faire circuler l'eau dans une chambre de tranquillisation avec une vitesse inférieure à 0.3 m/s, assurant la sédimentation (**Boutin, 2010**).

Il existe différents types de dessableur :

- **Dessableur couloir** : il comporte plusieurs chenaux profilés qui seront utilisés en partie ou en totalité, La vitesse d'écoulement suivant le débit affluent. Le sable est extrait de façon manuelle, leur utilisation est limitée aux petites installations (**Gäid, 1984**).
- **Dessableur rectangulaire** : permet de traiter des débits importants pouvant aller jusqu'à 15000 m<sup>3</sup>/h. Un système d'insufflation d'air peut être installé sur toute la longueur de l'ouvrage. L'air insufflé permet outre la séparation des matières organiques déposées sur les particules de sables, et l'élimination des matières flottantes. L'extraction du sable s'effectue soit par raclage soit par pompe suceuse (**Boutin, 2010**).
- **Dessableur circulaire** : de forme cylindro-conique, la vitesse de balayage du radier est maintenue constante grâce à une alimentation tangentielle de l'eau ou

bien par un brassage mécanique. Les particules denses vont pouvoir se plaquer sur les parois de l'appareil par effet centrifuge, et seront recueillies dans le fond conique de l'ouvrage (**Boutin, 2010**).

### 1.7.1.3 Le dégraissage-déshuilage

Les opérations de dégraissage-déshuilage consistent à éliminer les matières grasses et les huiles, par effet de flottation. La récupération des graisses permet de palier à divers problèmes comme le colmatage des conduites, un mauvais transfert d'oxygène dans les installations des traitements biologique, ...

Les dégraisseurs sont en général conçus pour les temps de séjour compris entre 10 et 20 minutes et une vitesse ascensionnelle de l'ordre de 15 m/h (**Satin et al., 2010**).

#### ❖ *Déssableur-dégraisseur combiné*

Le dégraissage peut être combiné avec le dessablage dans un seul ouvrage. En effet les sables vont décanter dans le fond du dessableur puis vont être évacué vers une unité de traitement, tandis que les graisses sont mises en flottation par l'insufflation de bulle d'air. Les graisses sont raclées en surface pour être ensuite traitées.

Les dessableur-dégraisseurs sont soit de type circulaire (cylindro-conique) ou bien de type rectangulaire (**Boutin, 2010**).

## 1.7.2 Le traitement primaire

Les procédés de traitement primaire sont de nature physique telle la décantation qui peut être associée à un traitement physicochimique. Ces procédés permettent d'une part, de retenir les matières en suspensions présentes dans l'eau usée (50% à 60% de MES) et d'autre part de réduire la pollution carbonée en aval (30% à 40% de la DBO<sub>5</sub>) (**Satin et al., 1999**).

### 1.7.2.1 La décantation

La décantation est un procédé physique gravitaire qui vise l'élimination des particules en suspension de densité supérieure à celle de l'eau. Cette opération s'effectue dans des ouvrages rectangulaire ou circulaire, munis de racleurs de fond et des racleurs de surface pour extraire les boues recueillies (**Boutin, 2010**).

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<sub>5</sub> (**Satin et al., 2010**).

Il existe plusieurs types de décanteurs :

- Rectangulaires ou carrés avec écoulement longitudinal ;
- Circulaire avec écoulement radial (très souvent utilisé) ;
- Lamellaires.

### 1.7.3 Traitement secondaire (traitement biologique)

Le traitement secondaire constitue le mode classique d'épuration de la pollution organique carbonée et azotée. Quel que soit le procédé mis en œuvre, le principe de l'épuration par voie biologique repose sur l'assimilation et l'oxydation des polluants, par des microorganismes présents dans l'eau usée suivant le schéma réactionnel ci dissous. Puis, cette biomasse est extraite de l'eau sous forme de boue.



Le traitement biologique fait appel à deux types de procédés utilisant les floccs mobiles et les floccs fixés.

#### 1.7.3.1 Traitement par flocc mobile

Dans ces cas les microorganismes sont maintenus en suspension dans l'eau à traiter, dans des conditions appropriées (existence d'accepteur d'électron, l'existence de N et P, ...).

On distingue :

##### ❖ *Lagunage*

Le lagunage est utilisé lorsqu'on dispose de grandes surfaces de terrain et que les critères de performance en termes de haute qualité de l'effluent ne sont pas exigés. C'est une technique particulière d'autoépuration des eaux, faisant intervenir des éléments naturels tel que : le soleil, les algues et le plancton (**Degremont, 1989**).

On distingue principalement deux types de lagunes, naturelle et aérée.

- *Lagune naturelle*

Ce procédé est fondé sur un écosystème constitué principalement d'algues et des bactéries aérobies et anaérobies. Le rayonnement solaire est utilisé comme source énergétique pour la production de l'oxygène par photosynthèse par les algues microscopiques. L'épuration se déroule naturellement par passage gravitaire de l'eau dans une succession de bassins (trois bassins généralement) (**Boutin, 2010**).

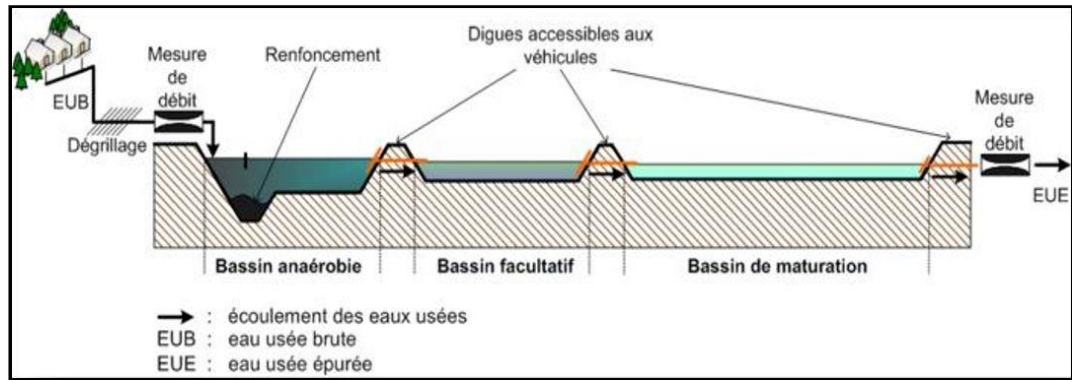


Figure 1-1 : Lagunage naturel (Boutin, 2010)

- *Lagune aérée*

Dans le lagunage aéré, un support supplémentaire de l'oxygène nécessaire à l'assimilation des matières organiques par les bactéries est fourni par des aérateurs mécaniques flottants ou fixes ou par insufflation d'air (Boutin, 2010).

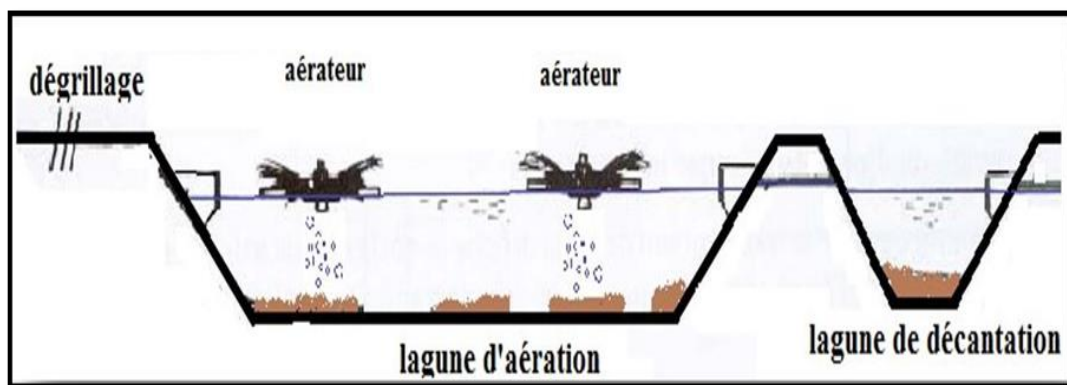


Figure 1-2 : Lagunage aéré (Boutin, 2010)

- *Avantages*

- Bonne intégration paysagère ;
- Exploitation aisée ;
- Bon rendement élimination azote et phosphore.

- *Inconvénients*

- Nécessite de grandes surfaces de terrain ;
- Élimination moyenne de la matière organique ;
- Connaissance technique (aérée) ;
- Difficulté extraction des boues en fond de bassin ;
- Temps de traitement long : 20 jours (aérée) à 70 jours (naturelle) (Boutin, 2010).



### ❖ *Le traitement par boues activées*

Le procédé à boues activées est un système fonctionnant en continu dans lequel, l'eau à traiter, préalablement décantée, séjourne dans un bassin où il existe une concentration fixée en biomasse. Cette biomasse est responsable de la consommation de la matière organique.

Après un temps de contact suffisant, permettant la fixation et l'assimilation de la matière organique, cette liqueur mixte est envoyée dans un clarificateur (décanteur secondaire) où s'effectue la séparation de l'eau épurée et des boues (**Satin et al., 1999**).

#### ○ *Avantages*

- Occupation d'espace réduite ;
- Taux d'épuration élevé pour l'ensemble des paramètres de pollution, et pour un temps de séjours relativement faible comparé au lagunage ;
- Recirculation de biomasse possible, pour un enrichissement du bassin biologique en les micro-organismes épurateurs ;
- Adapté pour toute taille de collectivité (sauf les très petites).

#### ○ *Inconvénients*

- Coûts d'installation et d'exploitation élevés ;
- Exigence de personnel qualifié.

### **1.7.3.2 Traitements par flocc fixé**

Il s'agit d'un ensemble de techniques d'épuration biologique qui conduisent à la diminution de polluants grâce à différents procédés où interviennent des micro-organismes aérobies fixés sur support, on distingue :

#### ❖ *Lit bactérien*

Le principe d'épuration par lit bactérien est un procédé par culture fixée, basée sur le principe de l'autoépuration du sol qui permet la biodégradation des matières organiques.

Ce procédé consiste à alimenter en eau usée préalablement décantée, un ouvrage contenant une masse de matériaux servant de support aux micro-organismes épurateurs qui y forment un film biologique, cette masse se compose soit : de pouzzolane (roche volcanique) ou de matériaux plastiques. Les eaux usées sont distribuées sur le matériau filtrant et s'écoulent au travers du lit sous l'effet de la pesanteur. Une aération est pratiquée le plus souvent par tirage naturel et quelque fois par ventilation forcée.

La forme des ouvrages est le plus souvent cylindrique. L'eau à traiter est distribuée uniformément sur la surface du lit à l'aide d'un distributeur hydraulique rotatif appelé sprinkler. A la base du lit bactérien, les eaux sont collectées puis évacuées vers le décanteur

secondaire. Le fond de l'ouvrage est construit de telle sorte que soit assurée l'entrée d'air dans la masse du lit (Thomazeau, 1981. Gaïd, 1984).

- *Avantages*
  - Emprise faible au sol ;
  - Bonne résistance aux variations de charge organique et hydraulique.
- *Inconvénients*
  - Sensibilité au froid ;
  - Entretien régulier ;
  - Abattement limité de l'azote et du phosphore.

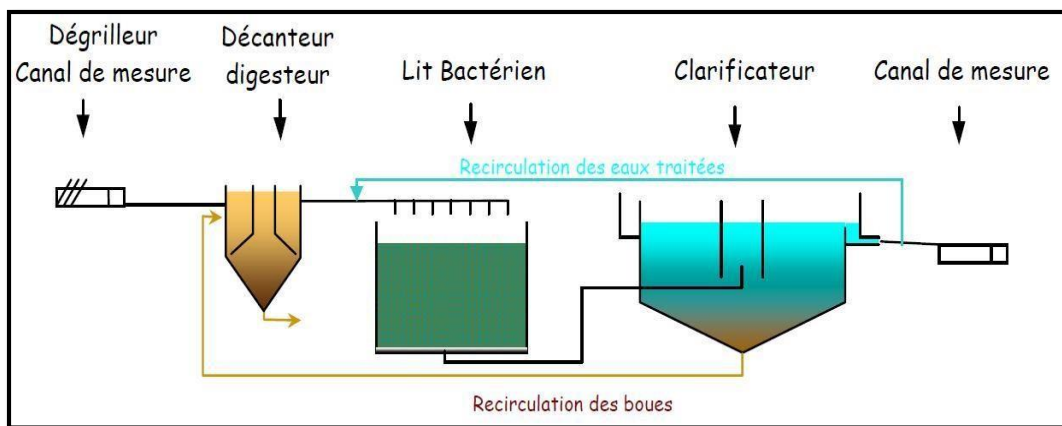


Figure 1-3 : Principe de fonctionnement d'une station à lit bactérien (Degremont, 2005)

### ❖ *Disque biologique*

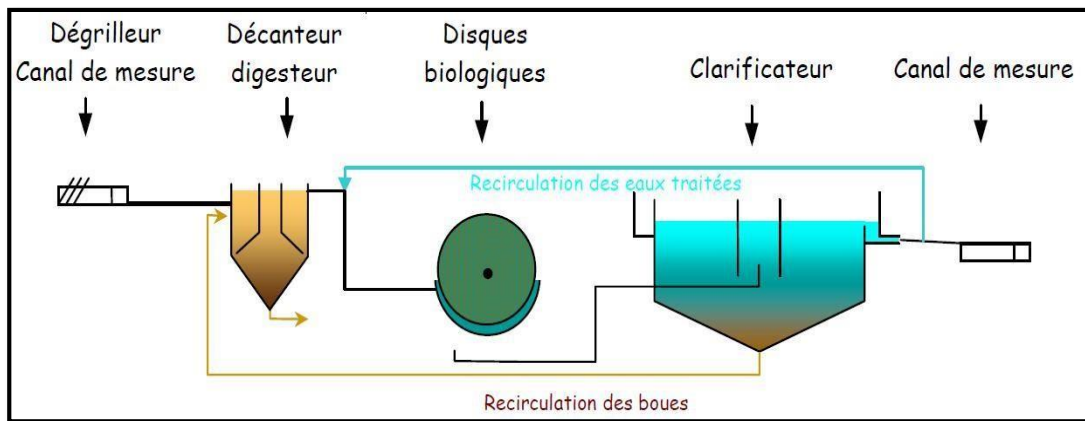
Le système est constitué d'une série de disques fixée autour d'un arbre métallique partiellement immergé dans un canal où s'écoule l'eau à épurer.

Les performances de ce genre de procédé sont liées à :

- Profondeur d'immersion des disques ;
- La vitesse de rotation des disques ;
- La température qui doit être comprise entre 13 à 29°C ;
- Au nombre d'étages (ranges de séries de disques) ;
- Au temps de séjour.

Ce procédé est utilisé généralement pour l'épuration des effluents et petites installations et ne supporte pas les variations qualitatives des charges polluantes de l'effluent (Thomazeau, 1981).

- *Avantages*
  - Emprise faible au sol ;
  - Bonne résistance aux surcharges hydrauliques et organiques passagères ;
  - Adaptation au froid (système couvert).
- *Inconvénients*
  - Abattement limité de l'azote ;
  - Exigence de personnel qualifié.



**Figure 1-4 : Principe de fonctionnement d'une station à disque biologique (Degremont, 2005)**

### 1.7.4 Décantation secondaire

Le décanteur secondaire est un ouvrage destiné à capter les flocons des boues activées issues de réacteur biologique et à les restituer en partie dans le circuit de traitement. Il est en général de forme cylindrique muni d'un racleur de fond pour assurer l'évacuation et la recirculation des boues épaissies au fond l'ouvrage (Satin et al., 2010).

Les boues sont réinjectées dans le réacteur biologique pour :

- Maintenir une teneur en MVS constante et dans le bassin biologique ;
- Éviter l'accumulation des boues dans l'ouvrage et le débordement du lit de boue ;
- L'évacuation des boues est également préconisée pour limiter leur temps de séjour afin d'assurer une bonne qualité de boues extraites.

L'eau clarifiée est récupérée par une surverse située dans l'ouvrage, et selon la réutilisation de ces eaux on décide si on opte pour un traitement tertiaire ou pas (Gaïd, 1984).

### 1.7.5 Traitement tertiaire

Le traitement tertiaire, utilisé en cas d'éventuelle réutilisation de l'eau épurée, il englobe des procédés physico-chimiques et biologiques, pour éliminer les matières résiduelles non extraites lors des traitements précédents, des germes pathogènes et les polluants phosphorés.

Les principaux traitements tertiaires sont la déphosphoration chimique, la filtration et la désinfection. La déphosphoration chimique constitue une méthode d'enlèvement du phosphore par précipitation. Les réactifs les plus courants sont l'alun et le chlorure ferrique. On a recours à la filtration lorsque les normes de rejets sur les matières en suspension (MES) et le phosphore sont très restrictives. Enfin, la désinfection sert au contrôle des coliformes dans l'effluent. Elle peut être effectuée à l'aide d'une ozonation ou, plus couramment, par radiation aux ultraviolets (UV) (**Gaid, 1984**).

### 1.7.6 Traitement des boues

Les boues produites par les stations d'épuration, issues des différents procédés de traitements, sont collectées pour subir différents traitements avant les acheminer vers le milieu récepteur. Plusieurs techniques sont utilisées qui peuvent être complémentaires, seules ou combinées : l'épaississement, la stabilisation et la déshydratation (**Eckenfelder, 1982**).

#### 1.7.6.1 Epaississement

L'épaississement est généralement la première étape du traitement des boues. Il sert principalement à réduire le volume des boues brutes et constitue une étape préalable aux traitements suivants. Le taux de siccité (teneur en matière sèche) obtenu peut atteindre jusqu'à 10% de matière sèche (MS). Quelle que soit la technique utilisée, l'eau récupérée doit être recyclée en tête de station.

Diverses méthodes sont utilisées pour épaissir les boues :

- Épaississement statique : par décantation ou sédimentation ;
- Épaississement dynamique : par flottation, centrifugation ou système de drainage (gilles et table d'égouttage) (**Eckenfelder, 1982**).

#### 1.7.6.2 Déshydratation

La déshydratation constitue la seconde étape de réduction du volume des boues sur les boues épaissies, afin d'obtenir une aridité des boues plus poussée. La déshydratation présente plusieurs avantages. Elle facilite le stockage, réduit donc le coût du transport, améliore la stabilisation et favorise l'usage agricole.

Plusieurs techniques sont utilisées, les filtres presses, centrifugeuses, autres procédés : Paniers rotatifs - Pressoirs Fourniers - Sacs filtrants (**Thomazeau, 1981**).

#### 1.7.6.3 Séchage

Le séchage est une opération unitaire du traitement des boues consistant à évaporer de l'eau libre et liée. Plusieurs techniques de séchage sont envisageables :

- ❖ *Lit de séchage* : séchage solaire, lit de sable et lagune de séchage ;
- ❖ *Séchage thermique* : le séchage thermique vient obligatoirement après une étape de déshydratation mécanique (**Satin et al., 2010**).

### 1.7.6.4 Stabilisation et hygiénisation

La stabilisation consiste à réduire au maximum l'activité biologique de dégradation des boues et plus particulièrement leur fermentation. Elle réduit fortement la nuisance olfactive, les émissions de méthane, les risques de lixiviation, les populations bactériennes et la demande biologique en oxygène (DBO<sub>5</sub>).

L'hygiénisation est destinée à réduire la présence d'agents pathogènes dans les boues afin d'éviter une contamination éventuelle dans le cas d'une utilisation pour la valorisation d'un écosystème. Ces deux étapes peuvent être assurées de manière biologique, chimique ou physique (**Thomazeau, 1981**).

### 1.7.6.5 Digestion des boues

La digestion anaérobie des boues permet de réduire la masse des boues, la digestion vise également à stabiliser la matière organique afin de diminuer les nuisances olfactives tout en produisant une énergie valorisable, le biogaz (**Thomazeau, 1981**).

## 1.8 Conclusion

La connaissance de la qualité des eaux usées à traiter est indispensable dans un projet de conception d'une station d'épuration ainsi pour le choix adéquat du procédé d'épuration et par conséquent un respect des normes de rejets. Les eaux usées de différentes compositions et de diverses origines constituent un problème pour la nature lors du rejet sans subir de traitements au préalable. Afin de montrer l'intérêt de leur épuration, nous avons présenté dans ce chapitre, les paramètres physiques, chimiques et microbiologiques qui caractérisent une eau usée et les différentes méthodes utilisées pour l'épuration de ces eaux.

## 2 Chapitre 2 : Présentation de la ville Sidi Abdellah

Il s'agit à travers ce chapitre de faire une description de la zone d'étude (la ville nouvelle de Sidi Abdellah) en cernant ses limites géographiques, ses caractéristiques topographiques, hydrographiques, climatiques, l'aspect hydraulique et la situation démographique de Sidi Abdellah actuelle et future.

### 2.1 Situation géographique

La ville nouvelle de Sidi Abdellah se situe à 30 km au Sud-Ouest d'Alger, elle fait partie du Sahel d'Alger qui est compris entre la plaine de la Mitidja (au Sud) et la plaine littorale (au Nord).

La zone d'étude a une superficie de 3000 ha (7000 ha si on ajoute le périmètre de protection). Elle comprend deux chefs-lieux de commune (Mahelma et Rahmania) et des agglomérations secondaires de Sidi Abdellah, Zaatria et Sidi Bennour.

L'agglomération nouvelle de Sidi Abdellah est délimitée (figure 2-1) :

- Au Nord par la commune de Souidania ;
- Au Sud par la commune de Benkhelil (Blida) et Kolea ;
- A l'Est par la commune de Douera ;
- A l'Ouest par la commune de Zeralda (NEE, 2012).

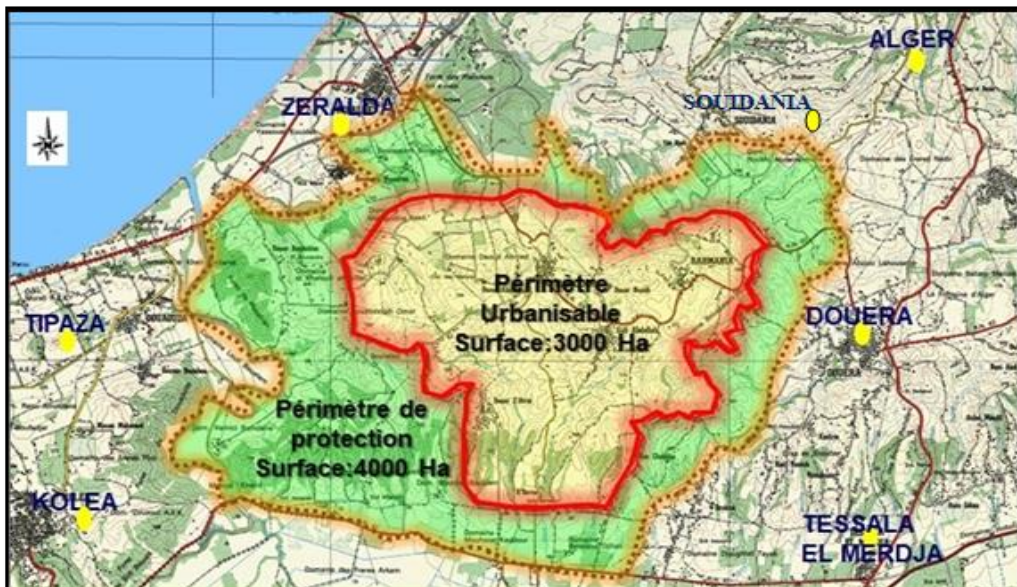


Figure 2-1 : Carte de situation de Sidi Abdellah (NEE, 2012)

## 2.2 Situation topographique

La ville nouvelle de Sidi Abdellah est formée de deux ensembles topographiques à savoir les collines centrales et les coteaux du Sud. Ces dernières offrent un paysage accidenté où les pentes varient entre 2,4 % et 5,0 %. Les altitudes varient entre 38 et 210 m. 81,19 % des terrains sont situés entre 100 et 200 m. Le plus haut sommet culmine à une altitude de 219 m (NEE ,2012).

**Tableau 2-1 : Analyse topographique de la ville nouvelle Sidi Abdellah (NEE, 2012)**

Altitude (m)	Superficie (ha)	Proportion (%)
Inférieure à 40 m	6,80	0,23
40-60	91,40	3,05
60-80	157,10	5,24
80-100	238,80	7,96
100-120	385,90	12,86
120-140	553,10	18,44
140-160	515,00	17,17
160-180	513,30	17,11
180-200	468,40	15,61
200m et plus	70,20	2,33
Total	3000,00	100,00

## 2.3 Situation hydrographique

Le réseau hydrographique de la ville nouvelle Sidi Abdellah (figure 2-2) est constitué essentiellement par les oueds Sidi Bennour et Errebai qui sont le plus souvent à sec en dehors de la saison des pluies. La zone d'étude est divisée en deux (02) bassins versant (Nord et Sud) de part et d'autre de la RN63 (VNSA, 2015).



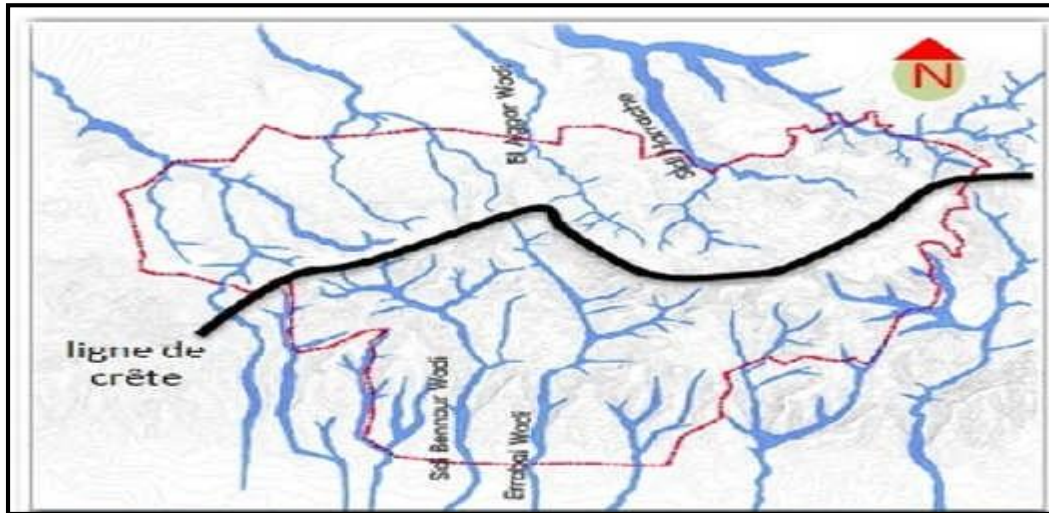


Figure 2-2 : Carte de réseau hydrographique de Sidi Abdellah (VNSA, 2015)

## 2.4 Situation climatique

L'évaluation des différents paramètres climatologiques s'est effectuée en fonction des informations disponibles au niveau de la station d'observation climatologiques de Mahelma ferme.

### 2.4.1 La température

Au niveau de la région, la température ne subit pas de grandes variations annuelles, les valeurs observées sont proches des valeurs moyennes interannuelles.

Les températures mensuelles moyennes sont regroupées dans le tableau 2-2 :

Tableau 2-2: Températures mensuelles moyennes (NEE ,2012)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Août
T°C	22,4	18,5	14,3	12,0	10,5	11,3	12,4	14,2	16,9	21,1	24,2	24,4

L'analyse de la variation mensuelle moyenne de la température a montré que la période chaude s'étale du mois de Juin au mois de Septembre. Le mois le plus chaud est celui d'Aout avec une température de 24,4°C. Les mois les plus froids sont : Décembre, Janvier et Février qui enregistrent respectivement 12,0 °C, 10,5°C et 11,3°C.

Le climat de la ville nouvelle Sidi Abdellah est caractérisé par un climat méditerranéen tempéré avec un hiver doux et humide, un été chaud et sec et règne une température d'une moyenne annuelle de 17,0 °C (NEE, 2012).



**2.4.2 Les précipitations**

Les précipitations sont irrégulières durant les saisons. Elles sont abondantes en automne et en hiver et se caractérisent souvent par des orages et des tempêtes de vent. Elles sont variables et incertaines au printemps, nulles et irrégulières en été. La valeur moyenne des précipitations est de l'ordre de 651,4 mm.

L'analyse des précipitations mensuelles indique que le nombre de jours de pluie est de 100 jours. Elles se produisent essentiellement durant la période hivernale, du mois de Novembre au mois de Mars. La période Avril-Octobre se caractérise par des pluies peu fréquentes mais parfois abondantes (NEE, 2012).

**2.4.3 Direction et intensité du vent**

Le paramètre vent intervient dans l'envol des poussières lors des opérations de transport des déblais et de remblais vers le centre de transfert, ainsi que la dispersion des odeurs lors de fonctionnement de la station d'épuration.

Les données des observations recueillies à la station de Mahelma ferme sont présentées dans les tableaux 2-3 et 2-4.

**Tableau 2-3 : Vitesses mensuelles moyennes et maximales du vent (NEE, 2012)**

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Août
V <sub>moy</sub> (m/s)	22	12	24	29	23	17	21	20	22	28	24	23
V <sub>max</sub> (m/s)	14	16	18	17	17	15	17	17	22	18	13	15

**Tableau 2-4:Fréquences et directions les vents (NEE ,2012)**

Direction saison	N	NE	E	SE	S	SO	O	NO
Hiver	07,0	03,8	2,6	1,8	11,5	25,3	15,5	5,4
Printemps	14,3	12,8	7,1	1,0	5,7	14,4	11,5	7,3
Eté	19,3	22,2	5,1	1,0	3,0	07,1	05,6	5,7
Automne	11,3	11,2	4,4	1,3	8,4	17,2	09,5	7,3

On remarque que durant l'été, la dominance des vents est de direction Nord (Nord, Nord-Est). Pour l'Automne, l'hiver et le printemps, la dominance des vents est de direction Sud (Sud-Ouest, Sud).

### 2.5 Situation hydraulique

La situation hydraulique comprend le réseau d'alimentation en eau potable et le réseau d'assainissement.

#### 2.5.1 L'alimentation en eau potable

##### 2.5.1.1 Le réseau actuel

Le fonctionnement actuel du réseau d'AEP de la ville nouvelle de Sidi Abdellah est comme suit (figure 2-3) :

- **Mahelma** : la commune de Mahelma est alimentée à partir de deux châteaux d'eau d'une capacité de 1000 m<sup>3</sup>. Ces derniers sont alimentés par les champs de captage de Mazafran ;
- **Sidi Abdellah** : la commune de Sidi Abdellah est alimentée à partir d'un réservoir d'une capacité de 500 m<sup>3</sup>, qui reçoit l'eau à partir du château d'eau de Mahelma ;
- **Rahmania** : la commune de Rahmania est alimentée à partir d'un réservoir surélevé (château d'eau) d'une capacité de 250 m<sup>3</sup> et d'un réservoir de 500 m<sup>3</sup>. Ces réservoirs sont alimentés à partir des puits de Douera ;
- **Cité Zaatria** : elle est alimentée à partir d'un réservoir d'une capacité de 500 m<sup>3</sup>, ce réservoir est alimenté par les champs de captage du Mazafran ;
- **Cité Sidi Bennour** : elle est alimentée à partir d'un château d'eau de capacité 500 m<sup>3</sup>, qui reçoit l'eau des puits collectifs.



Figure 2-3: Répartition des zones alimentées (VNSA ,2015)

### 2.5.1.2 Le réseau d'AEP projeté

L'alimentation en eau potable de la ville nouvelle de Sidi Abdellah sera assurée à partir du complexe du Sahel. Un ouvrage de stockage de grande envergure est actuellement en cours de réalisation. Comme défini par la direction de l'hydraulique de la wilaya d'Alger, l'approvisionnement du complexe s'effectuera à partir de trois (03) sources principales (figure 2-4) :

- La station de dessalement d'eau de mer de Douaouda située au sud de la ville Sidi Abdellah, sur les 120 000 m<sup>3</sup> produits quotidiennement, 70 000 m<sup>3</sup> sont destinés à la ville nouvelle, et 50 000 m<sup>3</sup> à l'alimentation des localités riveraines ;
- Le champ de captage de Mazafran ;
- L'interconnexion des barrages de Boukerdene et Bouroumi.

L'eau est ensuite distribuée vers cinq (05) complexes hydrauliques locaux (Mahelma, Sidi Abdellah, Rahmania, Zaatria et Sidi Bennour) (VNSA ,2015).

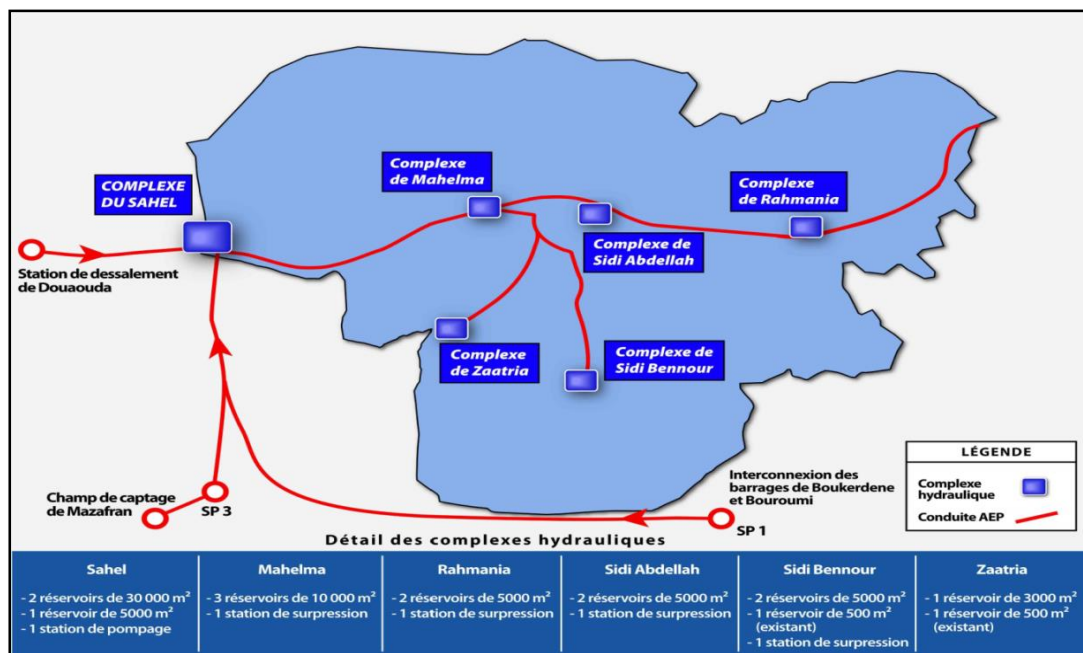


Figure 2-4 : Le réseau d'AEP projeté de Sidi Abdellah (VNSA, 2015)

### 2.5.2 L'assainissement

La nouvelle ville est assainie par un système séparatif (eaux usées/eaux pluviales), dont les caractéristiques sont les suivantes :

- Dix (10) zones de drainage des eaux pluviales (cinq (05) pour chacun des deux (02) bassins versants Nord et Sud) ;
- Les diamètres des conduites principales sont comme suivis :

## Chapitre 2 : Présentation de la ville nouvelle Sidi Abdellah

- D800 – D1000 pour Mahelma ;
- D500 – D600 pour Rahmania ;
- D400 pour Zaatria et Sidi Abdellah ;
- D300 – D400 pour Sidi Bennour.

Le réseau d'évacuation des eaux pluviales est installé le long des principales vallées et celui du réseau de collecte des eaux usées aux abords des vallées et oueds (VNSA ,2015).

Actuellement, les rejets de la ville nouvelle de Sidi Abdellah sont directement déversés dans le milieu naturel sans aucun traitement préalable. Ces eaux usées chargées en matières polluantes peuvent causer des problèmes de santé publique et une dégradation du milieu naturel récepteur d'où la nécessité de l'implantation d'une station d'épuration dans cette ville.

La topographie du terrain ne permet pas d'implanter une seule station d'épuration pour traiter tous les rejets de la ville, alors l'état a décidé d'implanter deux stations d'épurations :

- STEP Nord pour traiter les rejets du versant Nord ;
- STEP Sud pour traiter les rejets du versant Sud.

Les eaux usées du versant Nord seront acheminées vers la station d'épuration Nord (en cours de réalisation) et les eaux usées du versant Sud seront acheminées vers la STEP Sud.

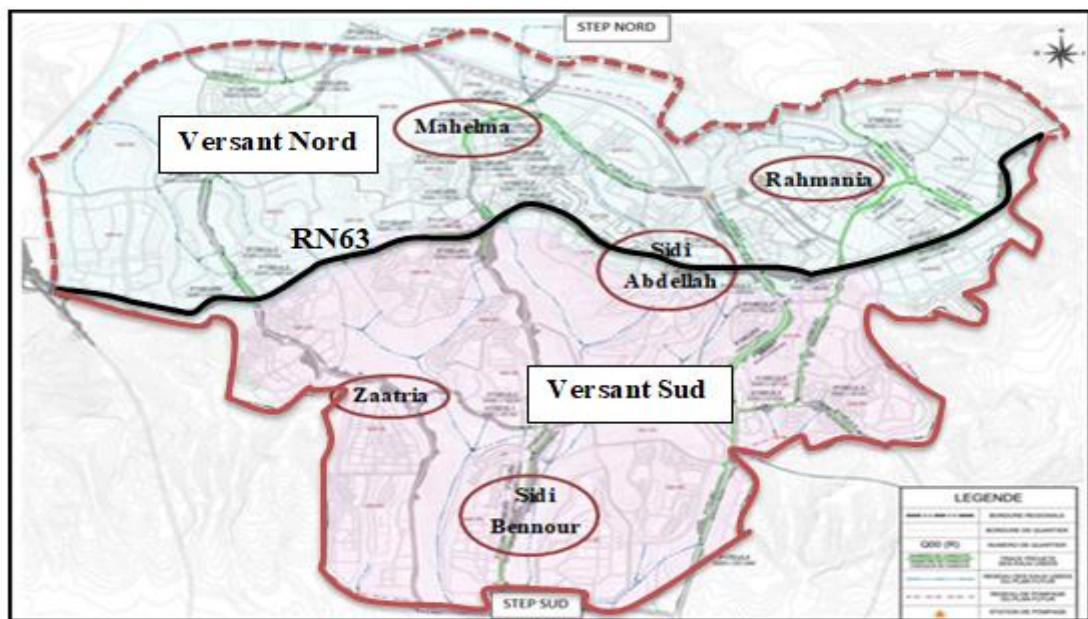


Figure 2-5: Plan global de l'assainissement des eaux usées (VNSA ,2015)

## 2.6 Situation démographique

### 2.6.1 La population actuelle

La ville nouvelle de Sidi Abdellah est appelée à recevoir des habitants de différents horizons de la métropole Algéroise ainsi que de la wilaya limitrophe (Tipaza).

D'après le plan d'aménagement de la VNSA, notre zone d'étude est composée de 24 quartiers résidentiels disposant d'habitats collectifs et individuels.

- En 2008, la population existante (en niveau de Mahelma et Rahmania) est de 70356 habitants.
- En 2019 la population est de 200000 habitants (VNSA, 2015).

### 2.6.2 Détermination de la population future (l'horizon 2030)

L'aménagement de la ville nouvelle de Sidi Abdellah (VNSA) prévoit la construction de 79228 logements en 2030.

Le nombre d'habitants est estimé sur la base de 5 personnes par logement, valeur fixée par le Groupement Keangnam et dans les études d'exécution des quartiers.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau 2-5 :

**Tableau 2-5: Population de l'horizon 2030**

Versant	Logement	Population
Nord	51017	255085
Sud	28211	141055
Total	79228	396140

## 2.7 Les équipements

Le plan d'aménagement de la ville nouvelle Sidi Abdellah projette la réalisation de différents genres d'équipements tels que les équipements éducatifs, sportifs, publics et culturels dans chaque quartier résidentiel.

Les équipements dans le versant nord et versant Sud sont résumés dans les tableaux 2-6 et 2-7.

**Tableau 2-6: Les équipements du versant Nord de la ville Sidi Abdellah (VNSA, 2015)**

<b>Type d'équipement</b>	<b>Nombre</b>	<b>Nombre d'effectif</b>	<b>Unité</b>
<b>Education</b>			
Crèche	3	198	élève
Ecole primaire	26	8528	élève
CEM	14	8260	élève
Lycée	8	5768	élève
<b>Sports</b>			
Installations sportifs	4	35560	m <sup>2</sup>
Stadium	1	189000	m <sup>2</sup>
<b>Centre de santé</b>			
Polyclinique	1	80000	m <sup>2</sup>
<b>Centre de culture et loisir</b>			
Bibliothèque	3	38100	m <sup>2</sup>
Religion	10	5000	Fidèle
<b>Equipements public et administratifs</b>			
Centre de communauté	7	16650	m <sup>2</sup>
Police	2	3150	m <sup>2</sup>
Caserne de pompier	1	2100	m <sup>2</sup>
Poste	2	4200	m <sup>2</sup>
<b>Autres équipements (université, centre commerciaux, parc ...)</b>			
	793381		m <sup>2</sup>



**Tableau 2-7: Les équipements du versant Sud de la ville Sidi Abdellah (VNSA ,2015)**

<b>Type d'équipement</b>	<b>Nombre</b>	<b>Nombre d'effectif</b>	<b>Unité</b>
<b>Education</b>			
Crèche	4	264	élève
Ecole primaire	13	4264	élève
CEM	6	3540	élève
Lycée	3	2163	élève
<b>Sports</b>			
Installations sportifs	2	7840	m <sup>2</sup>
<b>Centre de santé</b>			
Polyclinique	1	80000	m <sup>2</sup>
<b>Centre de culture et loisir</b>			
Bibliothèque	3	15000	m <sup>2</sup>
Religion	5	2500	Fidèle
<b>Equipements public et administratifs</b>			
Centre de communauté	9	21300	m <sup>2</sup>
Police	6	16050	m <sup>2</sup>
Caserne de pompier	3	8850	m <sup>2</sup>
Poste	2	3450	m <sup>2</sup>
<b>Autres équipements (université, centre commerciaux, parc ...)</b>			
	159710		m <sup>2</sup>

## **2.8 Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons analysé les données concernant la ville nouvelle Sidi Abdellah du point de vue géographique, topographique, climatologique, ainsi que la situation hydraulique et démographique. Comme nous l'avons mentionné précédemment, la ville nouvelle de Sidi Abdellah a été divisée en deux bassins versant (Nord et Sud), cette étude a pour objectif d'évaluer et de traiter les eaux usées du versant Nord. Donc ces données vont servir à la conception de la station d'épuration des eaux usées qui recevra les effluents de ce versant.

### 3 Chapitre 3 : Analyses des données

Une station d'épuration doit être dimensionnée, construite et exploitée de manière telle qu'elle puisse recevoir et traiter les flux de matières polluantes toutes en respectant les normes de rejets fixés par l'état algérienne. Pour notre cas il s'agit de concevoir STEP relative aux données collectées du versant Nord de la ville nouvelle de Sidi Abdellah (population, équipements...) et les données résultantes de l'analyse des eaux brutes de la zone d'étude, pour calculer les débits et les proportions des charges afin de choisir le procédé de traitement approprié.

#### 3.1 Le site de la station d'épuration Nord

La station d'épuration Nord sera implantée sur une parcelle de 10 ha, située à proximité du de la route CWN°112, sur le territoire de la ville nouvelle de Sidi Abdellah, tel qu'illustré sur la figure 3-1.

Ces limites sont matérialisées comme suit :

- Au Nord par une propriété privée (Héritiers Mihoub).
- Au Sud par un terrain public : plantation d'arbres fruitiers.
- A l'Est par la route CWN°112.
- A l'Ouest par des terrains privés (Héritiers Mihoub) et publics (NEE, 2012).



Figure 3-2 : Le site de la STEP Nord



Les critères de choix de ce site sont les suivants :

- Une topographie du terrain favorable ;
- La présence de la route CWN°112 facilite l'accès à la station d'épuration ;
- La proximité du milieu récepteur ;
- Disponibilité du terrain (10 ha) ;
- L'éloignement du site par rapport aux zones résidentielles.

### 3.2 Calcul de débit d'eau consommé

#### 3.2.1 Besoin en eau domestique

Les besoins en eau domestique comprennent toute l'eau utilisée dans les résidences pour des différents usages. Ils dépendent essentiellement des développements des installations sanitaires et des habitudes de la population.

Les besoins en eau journaliers sont en fonction de la population et de la dotation journalière par habitant. Ils sont calculés par la formule suivante :

$$Q_{\text{moyj}} = \frac{D * N}{1000}$$

avec,

$Q_{\text{moyj}}$  : débit moyen journalier consommé en  $\text{m}^3/\text{j}$

D : dotation journalière en L/j/hab, et N : la population

Les besoins en eau domestique estimés pour l'horizon actuel (2019) et futur (2030) sont présentés dans le tableau 3-1.

**Tableau 3-1 : Besoins en eau domestique**

Horizon	Population	Dotation (L/j/hab)	$Q_{\text{moyj}}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )
2019	200000	150*	30000
2030	255085	200**	51017

\*SEAAL, \*\*Prévision futures

#### 3.2.2 Besoin en eau des équipements

Pour estimer les besoins en eau des équipements une échelle de dotation a été utilisée.

Les besoins en eau des équipements estimés pour l'horizon 2030 sont présentés dans le tableau 3-2 :

**Tableau 3-2: Besoin en eau des équipements en 2030**

Catégorie	Dotation (VNSA)	Q <sub>moyj</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Education	20 L/j/élève	455,1
Sport	5 L/j/m <sup>2</sup>	1122,8
Centre de santé	20 L/j/m <sup>2</sup>	1600,0
Centre de culture et loisir	5 L/j/m <sup>2</sup>	0240,5
Equipements public et administratifs	5 L/j/m <sup>2</sup>	0130,5
Autres équipements	5 L/j/m <sup>2</sup>	3966 ,8
Total	-	7515,7

Les besoins en eau (domestique et équipements) du versant Nord de la ville nouvelle de Sidi Abdellah pour l’horizon 2030 sont de l’ordre 58533,7 m<sup>3</sup>/j (tableau 3-3).

**Tableau 3-3 : Récapitulatif des besoins en eau pour l’horizon 2030**

Besoin en eau	Q <sub>moyj</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Besoin domestique	51017
Besoin des équipements	7516,7
Total	58533,7

### 3.3 Calcul de débit des eaux usées

#### 3.3.1 Débit moyen journalier

Le débit des eaux usées est calculé sur la base du débit de consommation en eau potable. Il est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moyj(rejeté)}} = C_{\text{rj}} * Q_{\text{moyj(consommé)}}$$

avec,

Q<sub>moyj (rejeté)</sub> : débit moyen journalier des eaux usées (m<sup>3</sup>/j)

Q<sub>moyj (consommé)</sub> : débit moyen journalier de la consommation (m<sup>3</sup>/j)

C<sub>rj</sub> : coefficient de rejet (0,8-1), pris égal à 80%.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau 3-4.

Tableau 3-4: Débit moyen journalier des eaux usées

Horizon	population	Q <sub>moyj</sub> (consommé) (m <sup>3</sup> /j)	C <sub>rj</sub>	Q <sub>moyj</sub> (rejeté)(m <sup>3</sup> /j)	C <sub>p</sub>	Q <sub>p</sub> (m <sup>3</sup> /j)
2030		58533,7		46827		1951,1

### 3.3.2 Débit de pointe des eaux usées

Le débit de pointe est donné par la relation suivante :

$$Q_p = C_p * Q_{moyj}$$

avec,

Q<sub>p</sub> : débit de pointe des eaux usées (m<sup>3</sup>/j)

Q<sub>moyj</sub> (rejeté) : débit moyen journalier des eaux usées (m<sup>3</sup>/j)

C<sub>p</sub> : coefficient de pointe donné par :

$$C_p = 1,5 * \frac{2,5}{\sqrt{Q_{moyj}(\text{rejeté})}}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau 3-5 :

Tableau 3-5 : Débit de pointe des eaux usées

Horizon	Q <sub>moyj</sub> (rejeté)(m <sup>3</sup> /j)	C <sub>p</sub>	Q <sub>p</sub> (m <sup>3</sup> /j)
2030	46827	1,59	74923,2

## 3.4 Caractéristiques des eaux usées de la zone d'étude

### 3.4.1 Les résultats d'analyse d'eau brute

Les résultats d'analyses des eaux usées de la zone d'étude en 2015, données par Cosider Canalisation sont résumés dans le tableau 3-6.

Tableau 3-6: Données des eaux usées de la zone d'étude

Paramètres	Unités	Valeurs	Valeurs limites des eaux usées (OIE)
Température minimale	°C	12	< 30
Température maximale	°C	29	< 30
PH	-	6,5 – 7,2	6,5 – 8,5
Conductivité	µs/cm	2000	3000
Matière en suspension MES	mg/L	437,5	100-600
Les matières volatiles en suspension	mg/L	372	-
Demande biochimique en oxygène	mg/L	338	150-500
Demande chimique en oxygène	mg/L	625	300-1000
Azote KJELDAHL NTK	mg/L	62,5	30-100
Azote ammoniacal $\text{NH}_4^+$	mg/L	50	20-80
Phosphore	mg/L	15,6	10-25

Il ressort de la comparaison des résultats d'analyse de l'eau usée et celles admissibles à l'entrée d'une STEP que les eaux sont moyennement chargées en référence à la DBO<sub>5</sub>, DCO, L'azote KJELDAHL et le phosphore à l'exception de MES.

### 3.4.2 Interprétation des résultats d'analyse

#### ❖ *La température*

La température de l'effluent brut inférieure à 30°C est conforme aux valeurs limites des eaux usées, favorisant la croissance des micro-organismes responsables de l'épuration.

#### ❖ *Le PH*

Les valeurs du pH se situent dans le domaine de la neutralité favorable au développement et à la croissance microbienne requis dans le cas d'un traitement biologique.

#### ❖ *Conductivité*

La mesure de la conductivité met en évidence un taux de salinité relativement élevé mais toujours dans la limite admissible pour les eaux usées.

#### ❖ *Les matières en suspension MES*

Les teneurs en MES sont importantes, à la limite de la valeur maximale admissible, d'où la nécessité d'un traitement approprié.

#### ❖ *Demande Biochimique en Oxygène DBO<sub>5</sub>*

Les teneurs en DBO<sub>5</sub> sont importantes, à la limite de la valeur maximale admissible, on constate la présence d'une eau usée urbaine chargée en matières organiques biodégradables.

### ❖ *La Demande Chimique en Oxygène DCO*

Les teneurs en DCO sont importantes, à la limite de la valeur maximale admissible, Cette valeur reflète celle d'une eau usée urbaine.

### ❖ *Azote KJELDAHL NTK*

La valeur de la NTK enregistrée reste dans la fourchette de valeurs limites des eaux usées, cette valeur montre que l'eau rejetée est moyennement chargée en Azote KJELDAHL NTK.

### ❖ *Azote ammoniacal $NH_4^+$*

La valeur d'azote ammoniacal conforme au les valeurs limites des eaux usées, cette valeur montre que l'eau rejetée est moyennement chargée en azote ammoniacal.

### ❖ *Phosphore P*

Les teneurs en P sont moins importantes, à la limite de la valeur maximale admissible ces teneurs montrent que l'eau rejetée est moyennement chargée en phosphore.

### 3.4.3 Biodégradabilité

Les eaux usées de la zone d'étude présentent un coefficient de biodégradabilité (K) de 1,85 (tableau 3-7).

Ce coefficient est un indicateur montrant que :

- Les rejets de la ville nouvelle de Sidi Abdellah sont constitués essentiellement par des effluents d'origine domestique ( $K < 3$ ) (**Rodier, 1996**) ;
- Les rejets de la ville nouvelle Sidi Abdellah sont biodégradables et auxquelles peut s'appliquer un traitement biologique ( $1 < 1,85 < 2$ ) (**Rodier, 1996**), auxquelles nous nous intéressons.

**Tableau 3-7 : Coefficient de biodégradabilité**

Paramètres	Valeur
DCO	625
DBO <sub>5</sub>	338
K	1,85

### 3.4.4 Pollution moyenne journalière

La pollution journalière moyenne par habitant pour l'horizon 2015 est calculée en utilisant la formule suivante :

$$P_{\text{j moy}} = \frac{L_x}{N_{\text{EH}}}$$

avec,

$P_{jmoy}$  : pollution journalière moyenne par habitant (g/EH/j)

$L_X$  : la charge moyenne journalière du polluant X (Kg/j)

$N_{EH}$  : le nombre d'équivalent habitant.

❖ *Les données de Cosider Canalisation :*

- La charge moyenne journalière de : MES, DBO<sub>5</sub>, DCO, NTK et le phosphore ;
- Le nombre d'équivalent habitant : 175440 EH.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau 3-8.

**Tableau 3-8 : Pollution journalière moyenne par habitant**

Les polluants	$L_X$ (Kg/j)	$P_{jmoy}$ (g/EH/j)	$P_{jmoy}$ (valeur maximale) (g/EH/j)
MES	14000	80	70-90
DBO <sub>5</sub>	10000	57	60-70
DCO	20000	114	120
NTK	2000	11,3	10-15
Phosphore	500	2,8	2-4

Les paramètres de pollution par habitant jour quantifiés se situent dans la fourchette de celles données par la littérature et confirment que l'origine de la pollution est uniquement domestique.

Dans ce qui suit nous adopterons les limites maximales de rejet par individu pour parer aux conditions les plus défavorables.

### 3.5 Estimation des charges polluantes (2030)

#### 3.5.1 Calcul du nombre d'équivalent habitant

Le nombre d'équivalent habitant est déterminé comme suit :

$$N_{EH} = \frac{Q_{moyj(rejeté)}}{D * 0,8}$$

avec,

$N_{EH}$  : nombre d'équivalent habitant

$Q_{moyj}$  (rejeté) : débit moyen journalier des eaux usées ( $m^3/j$ )

D : dotation journalière en L/j/hab.

$$N_{EH} = \frac{46827}{0,8*200*10^{-3}} = 292669 \cong 300000 \text{ EH}$$

### 3.5.2 Calcul de la concentration des polluants

Les flux de pollution et les teneurs en polluants sont déterminés à partir des relations suivantes :

$$L_X = P_{jmoy} * N_{EH} \text{ et } C_X = \frac{L_X}{Q_{moyj}}$$

avec,

$L_X$  : la charge moyenne journalière du polluant X (Kg/j)

$P_{jmoy}$  : pollution journalière moyenne par habitant (g/EH/j)

$N_{EH}$  : le nombre d'équivalent habitant

$C_X$  : la concentration moyenne du polluant X (Kg/ $m^3$ )

$Q_{moyj}$  (rejeté) : débit moyen journalier des eaux usées ( $m^3/j$ ).

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau 3-9 :

**Tableau 3-9 : Flux de pollution et teneurs en polluants (2030)**

Les polluants	$P_{jmoy}$ (g/EH/j)	$L_X$ (Kg/j)	$C_X$ (mg/L)
MES	90	26340,2	562
DBO <sub>5</sub>	70	20486,8	437
DCO	120	35120,3	750
NTK	15	4390,5	93
P	4	1170,8	25

De la même façon que pour 2015 nous avons vérifié que les teneurs en polluants pour l'horizon 2030 restent dans les limites maximales admissibles à l'entrée d'une station d'épuration en référence à l'office international de l'eau.

Afin de se conformer aux normes de rejets (JO, 2012) nous avons déterminé les rendements épuratoires de la DBO<sub>5</sub> et de MES.

Le rendement en MES est donné par la formule suivante :

$$\eta_{MES} = \frac{(C_{MES} \text{ (initiale)} - C_{MES} \text{ (finale)})}{C_{MES} \text{ (initiale)}} * 100 = 94,6 \%$$

avec,

$C_{\text{MES (initiale)}}$  : concentration en MES à l'entrée de la station (562mg/L)

$C_{\text{MES (finale)}}$  : concentration en MES à la sortie de la station (30mg/L)

Le rendement en  $\text{DBO}_5$  est donné par la formule suivante :

$$\eta_{\text{DBO}_5} = \frac{(C_{\text{DBO}_5(\text{initiale})} - C_{\text{DBO}_5(\text{finale})})}{C_{\text{DBO}_5(\text{initiale})}} * 100 = 93,2 \%$$

avec,

$C_{\text{DBO}_5(\text{initiale})}$  : concentration en  $\text{DBO}_5$  à l'entrée de la station (437mg/L)

$C_{\text{DBO}_5(\text{finale})}$  : concentration en  $\text{DBO}_5$  à la sortie de la station (30mg/L)

### 3.6 Choix de filière de traitement

Liste des critères qui devrait intervenir dans le choix de la filière de traitement :

- Niveau de traitement requis (rendement, concentration) ;
- Nature des effluents à traiter ;
- Fiabilité de la filière (sensibilité du milieu et traitement tertiaire spécifique) ;
- Capacité de l'installation ;
- Surface au sol disponible ;
- Nature du réseau d'assainissement (séparatif ou unitaire) ;
- Contraintes d'exploitations (Accès des véhicules à l'intérieur) ;
- Coûts d'investissement et d'exploitation (**Sadowski, 2002**).

### 3.7 Conclusion

La détermination des débits, les caractéristiques des eaux usées à traiter et les charges polluantes est une étape primordiale lors de la réalisation d'un projet de conception d'une station d'épuration, parce qu'il s'agit des facteurs de base pour le dimensionnement des différents ouvrages de la station.



### 4 Chapitre 4 : Filière de traitement

Le choix d'une filière de traitement est étroitement lié à l'origine et la qualité des eaux à traiter, des niveaux d'épuration définis suivant le milieu récepteur et/ou zones de rejet, l'adéquation des procédés aux contraintes de la sensibilité de la zone d'étude, de la superficie de la STEP (voir § 3-6).

Nous avons choisi un procédé à boues activées, au vu du rapport de biodégradabilité et la nature de l'effluent.

#### 4.1 Principe du procédé

Il s'agit en fait d'un ensemble de procédés qui ont tous en commun le développement d'une culture bactérienne disposée sous forme de flocons (boues activées) dans un bassin brassé et aéré (bassin d'aération ou bioréacteur), alimenté en eau à épurer.

Dans le bassin d'aération, le brassage a pour but d'éviter les dépôts et d'homogénéiser le mélange des flocons bactériens et de l'eau usée. L'aération a pour but de fournir aux bactéries aérobies l'oxygène dont elles ont besoin pour épurer l'eau. L'aération est effectuée généralement à partir de l'oxygène de l'air soit par l'intermédiaire d'aérateur de surface à axe vertical (turbines lentes) ou à axe horizontal (brosses) soit par des dispositifs d'insufflation d'air (disques poreux et plus récemment membranes micro perforées) (**Audic, 2002**).

Après un temps de contact suffisant, la liqueur mixte est envoyée dans un décanteur destiné à séparer l'eau épurée des boues. Les boues déposées au fond du décanteur secondaire sont pour une part recyclées dans le bassin d'aération afin d'y maintenir une concentration suffisante et constante en bactéries épuratoires, pour une autre part extraites et évacuées vers la filière de traitement des boues (**Audic, 2002**), tel qu'illustré par l'exemple suivant (figure 4-1).

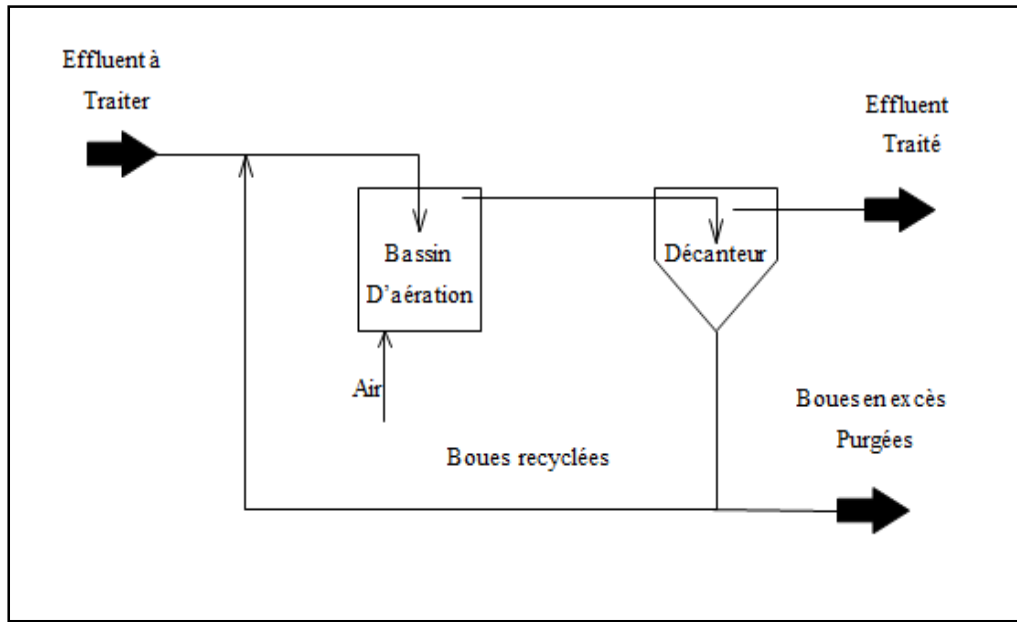


Figure 4-1 : Exemple d'une filière de traitement par boues activées

## 4.2 Paramètres de fonctionnements

### 4.2.1 Charge massique

C'est un élément qui caractérise les différents systèmes de boues activées, elle est définie comme étant le rapport entre la charge journalière de  $DBO_5$  entrant dans le réacteur et rapportée à la charge des matières volatiles (MVS) présentés dans le réacteur (Satin et al., 2010 ; Eckenfelder, 1982).

$$C_m = \frac{\text{Charge journalière de } DBO_5}{\text{Biomasse dans le réacteur}}$$

### 4.2.2 Charge volumique

C'est un élément qui permet d'estimer la capacité du bassin d'aération, elle est définie comme rapport de la charge de  $DBO_5$  entrant et rapportée au volume du bassin d'aération (Satin et al., 2010 ; Eckenfelder, 1982).

$$C_v = \frac{\text{Charge journalière de } DBO_5}{\text{Volume du bassin biologique}}$$

Il est à noter qu'il existe plusieurs procédés classés par niveau de charges, ces procédés sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 4-1 : Les différents systèmes à boues activées (Satin et al., 2010 )**

Les systèmes à boues actives	$C_m$ (Kg DBO <sub>5</sub> /Kg MVS.j)	$C_v$ Kg DBO <sub>5</sub> /m <sup>3</sup> .j	Age des boues en j	Rendement d'élimination de la DBO <sub>5</sub>
Faible charge	$C_m < 0,07$ (aération prolongée)	$C_v < 0,35$	10 à 30	$\eta \geq 90\%$ Nitrification possible
	$0,10 < C_m < 0,20$	$0,35 < C_v < 0,60$		
Moyenne charge	$0,20 < C_m < 0,50$	$0,60 < C_v < 1,50$	4 à 10	$\eta \approx 80\%$ à 90% Nitrification possible aux températures élevées
Forte charge	$0,50 < C_m < 1,00$	$1,50 < C_v < 4,00$	1,5 à 4,0	$\eta < 80\%$

### 4.2.3 Temps de séjour

C'est le temps de séjour hydraulique de l'eau dans un bassin, correspondant au rapport du volume du bassin (V) sur le débit de l'effluent entrant (Q) et qui se situe entre 1.5 et 36 heures selon le système de boues activées (Satin et al., 2010).

$$t_s(h) = \frac{V (m^3)}{Q(m^3/h)}$$

### 4.2.4 Age des boues

L'âge des boues représente le temps de séjour des boues dans le bassin d'aération. C'est le rapport entre la masse de boues présentes dans l'aérateur et la quantité de boues extraites (donc produites) par jour (Satin et al., 2010).

$$A_b = \frac{\text{Masse des boues dans le réacteur}}{\text{Masse des boues extraite par jour}} = \frac{C_{MVS} * V}{\Delta X}$$

avec,

$A_b$  : âge de boue (j)

$C_{MVS}$  : concentration en MVS (Kg/m<sup>3</sup>)

V : volume du bassin biologique

$\Delta X$  : masse des boues extraites par jour (Kg/j).

### 4.2.5 Indice de Molhman

Cet indice définit le volume de boues activées décantées en une demi-heure en (ml) par rapport à la masse de résidus sec de cette boue en (gramme) (**Satin et al., 2010**). Il est donné par :

$$I_m = \frac{V_{30}}{m}$$

avec,

$V_{30}$  : volume de boue obtenu après 30 mn de décantation d'un litre de boue activée

$m$  : masse des matières en suspension dans le bassin de boues activées.

Il traduit la qualité des boues dans le bassin biologique et leur aptitude à la décantation selon que :

- $I_m \leq 50$  : mauvaise décantation, la boue à un aspect granuleux et risque de former des dépôts (**Degremont, 1989**) ;
- $50 < I_m \leq 150$  : bonne décantation (**Degremont, 1989**) ;
- $I_m > 150$  : développement des boues filamenteuses. (**Degremont, 1989**).

Selon **Satin et al. (2010)** les boues sont bien décantable pour un  $I_m > 80$ .

### 4.2.6 Besoin en oxygène

C'est le taux d'oxygénation nécessaire pour le bon fonctionnement du bassin d'aération, et pour assurer :

- Oxydation des matières organiques ;
- Destruction des matériaux cellulaires lors de la phase de respiration endogène ;
- Nitrification des matières azotées ;

Selon **Satin et al. (2010)** ; **Degremont (2005)**, le besoin en oxygène est donnée par la relation suivante :

$$q_{O_2} = a' L_{DBO_{5e}} + b' X_a + 4,57 * N_{nit} - 2,85 * N_{dénit}$$

avec,

$L_{DBO_{5e}}$  : charge de  $DBO_5$  éliminée dans le bassin d'aération par jour (Kg/j)

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

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

$b'$  : coefficient cinétique de respiration endogène

$N_{nit}$  : quantité d'azote à nitrifier (Kg/j)

$N_{dénit}$  : quantité d'azote à dénitrifier (Kg/j).

### 4.3 Description des principaux ouvrages composants la filière

La filière de traitement que nous proposons comporte les ouvrages suivants :

- Prétraitement (Dégrillage, Dessableur–déshuileur) ;
- Bassin biologique ;
- Décanteur ;
- Traitement des boues (épaississeur, déshydratation) ;
- Traitement tertiaire (filtre à sable, désinfection par UV).

#### 4.3.1 Prétraitement

##### 4.3.1.1 Dégrillage

En référence au débit à traiter et les critères de choix des dégrilleurs (voir § 1-7-1-1), nous avons choisi un dégrilleur mécanique à nettoyage amont moyen et fin et préconisons un dédoublement de système de dégrillage en cas d'éventuelle dysfonctionnement ou colmatage.

##### 4.3.1.2 Dessablage-déshuilage

Les eaux dégrillées sont acheminées vers un bassin dessablage-déshuilage, nous avons choisi de réaliser l'étape de dessablage-dégraissage dans un même ouvrage (dessableur-dégraisseur combiné) de forme rectangulaire qui permet de réduire l'espace occupé.

#### 4.3.2 Traitement biologique

Le traitement biologique vise l'élimination de la charge polluante carbonée, azotée et phosphoré dans les bassins d'anaérobie, d'anoxie et d'aération, reliés entre eux par diverses recirculations tel qu'illustre la figure 4-2.

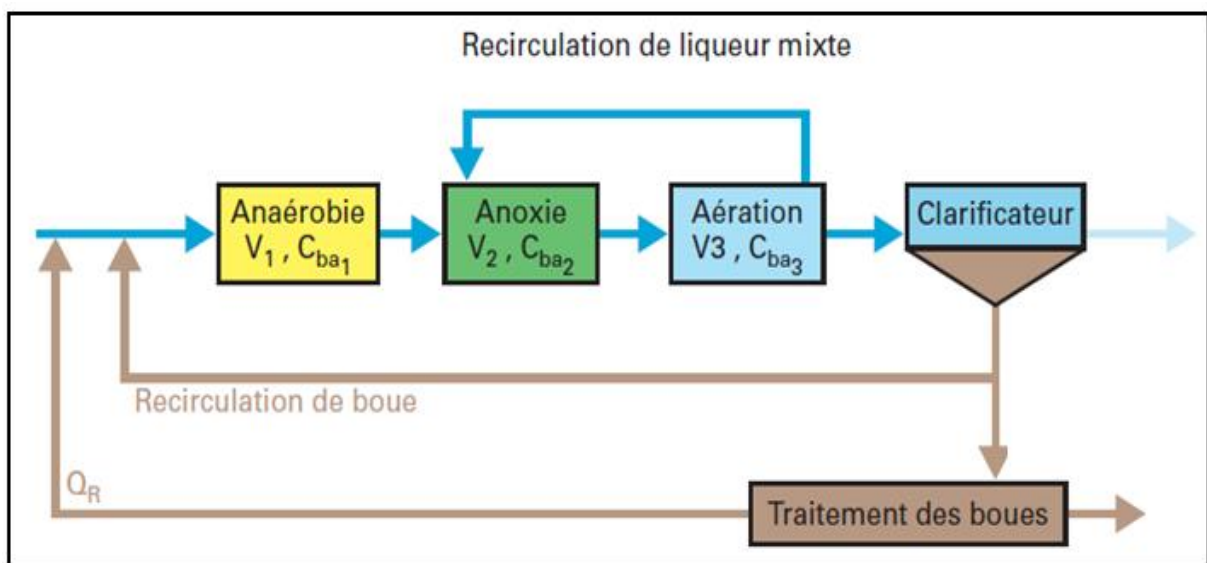


Figure 4-4 : Les différents ouvrages de traitement biologique

L'élimination du phosphore sera réalisée en premier au niveau du bassin anaérobie. En effet, cette élimination doit se faire en absence d'oxygène ou de tout autre élément accepteur d'électron (comme les nitrates en zone anoxie).

La configuration par boues activées permet outre la déphosphatation, la dénitrification et l'oxydation carbonée qui se fait dans les différents bassins mais en grande partie dans le bassin d'aérobie.

Le bassin d'aérobie permet outre l'élimination de la pollution carbonée, la nitrification. Dans le premier cas, les bactéries hétérotrophes sont responsables de la transformation de la pollution carbonée tandis que dans le second cas les bactéries autotrophes permettent une oxydation de l'azote ammoniacal en nitrate.

Concernant les recirculations, il en existe deux. La première allant de la fin de la zone aérobie à la zone anoxie. Cette recirculation de liqueur mixte de boue permet, comme expliqué précédemment, aux nitrates formés d'être traités en zone anoxie. La seconde recirculation, c'est celle amenant les boues épaissies dans le décanteur à l'entrée du bassin biologique de façon à maintenir celle-ci constante au sein du bassin.

### 4.3.3 Décanteur

Nous avons choisi un décanteur circulaire, car ce type présente quelques avantages par rapport aux autres, parmi ces avantages on note : leurs constructions sont relativement économiques en raison de la faible épaisseur des parois circulaires et de la faible densité d'armatures, ainsi que pour les parties mobiles immergées ne sont pas sujettes à l'abrasion.

### 4.3.4 Traitement des boues

Une fois l'étape de décantation réalisée, la boue purgée extraite est traitée pour être ensuite valorisée.

Le traitement des boues présente plusieurs étapes qui peuvent être placées différemment en fonction des propriétés des boues existantes et leur utilisation future.

En vue des exigences de notre étude en termes de capacité de traitement, de la superficie du site nous avons choisi les étapes suivantes.

#### 4.3.4.1 Epaissement gravitaire

Cette étape permet d'augmenter la teneur en matière sèche des boues secondaires par décantation et par récupération du surnageant. Un ouvrage statique est le plus souvent employé pour les boues primaires, ce dispositif étant relatif à l'emploi d'une cuve cylindro-conique.

Les avantages de l'épaissement gravitaire sont multiples :

- Simplicité du procédé ;
- Dépense énergétique faible ;
- Sécurité et régularité de l'exploitation.

### 4.3.4.2 Déshydratation mécanique

Elle conduit à une réduction plus poussée de l'eau présente, constituant ainsi une seconde étape d'élimination de cette eau en plus de la phase d'épaississement. Cette étape peut se réaliser, après ajout d'un flocculant de poly-électrolyte.

Nous avons choisi un filtre à bande, ce filtre repose sur l'évacuation de l'eau du mélange (boue/polymère) par application sur une surface filtrante. Ce type de filtration se réalise sous pression.

Les avantages des filtres à bande sont nombreux :

- Déshydratation continue ;
- Fiabilité du procédé ;
- Faible consommation d'énergie.

## 4.4 Ouvrages annexes

### 4.4.1 Relevage

L'effluent à traiter arrive à un niveau bas par rapport aux différents ouvrages de traitement, la présence d'une unité de relevage s'impose pour assurer le transport de l'effluent. La distance entre le point d'arrivée de l'effluent et les différents ouvrages de traitement étant importante impose un relevage par pompage, la vis d'Archimède ne pouvant être utilisée.

### 4.4.2 Zone de contact

La zone de contact est placée en amont du bassin biologique, elle permet d'anticiper sur le risque de dégradation de la boue activée issue d'un déséquilibre nutritionnel dans le bassin d'aération.

Dans cette zone sont mis en contact une fraction des boues activées issus du décanteur avec le substrat carboné : (carbone facilement assimilable issu de l'effluent).

### 4.4.3 Regard de dégazage

Le dégazeur, placé en amont du décanteur, est un ouvrage fortement conseillé pour permettre une élimination des bulles contenues dans le mélange eau/boue. Ces bulles proviennent essentiellement de la formation de gaz au cours de réaction en aérobiose ou anoxie avec notamment la présence d'azote gazeux. Ce regard a pour but d'assurer le bon fonctionnement de décanteur (**Satin et al., 2010**).

Le regard de dégazage a une surface minimale de  $1\text{m}^2$ , dimensionnée sur la base d'une charge hydraulique inférieure à  $80\text{m}^3/\text{m}^2/\text{h}$ , avec un temps de contact minimal pour permettre la remontée des fines bulles de gaz emprisonnées dans le floc.

### 4.5 Traitement tertiaire

Le traitement de l'eau adopté serait la filtration sur sable suivi d'une désinfection par rayonnement ultra-violet.

#### 4.5.1 Filtration (filtre à sable)

Après le traitement biologique, les eaux sont parfois rejetées dans le milieu naturel. Autrement, elles subissent un traitement complémentaire ou "affinage" en fonction des exigences du milieu et des normes de rejets en vigueur. Cet affinage permet soit :

- Une réutilisation à des fins industrielles ou agricoles ;
- La protection du milieu naturel sensible ;
- La protection des prises d'eau situées en aval.

La filtration est la barrière ultime et obligatoire de la filière de traitement des eaux dans la majeure partie des cas. Elle vise à réaliser ou à compléter, à travers un lit filtrant, la réduction des particules en suspension, des coliformes, des virus, des parasites ainsi que la des coliformes, des virus, des parasites ainsi que la turbidité (**Degremont, 2005**).

#### 4.5.2 Désinfection par UV

Contrairement aux méthodes de désinfection de l'eau par les produits chimiques, la lumière UV inactive rapidement et efficacement les microorganismes par un processus physique. Lorsque les bactéries, les virus et les protozoaires sont exposés aux longueurs d'onde germicides de la lumière UV, ils deviennent incapables de se reproduire et perdent leur pouvoir d'infection.

Les avantages à la désinfection par les UV sont nombreux :

- Les UV constituent un procédé dépourvu de produits chimiques, qui n'ajoute rien à l'eau sauf la lumière UV ;
- Les UV n'exigent aucun transport, stockage ou manipulation de produits chimiques toxiques ou corrosifs et présentent donc un avantage de sécurité pour les opérateurs industriels et la communauté environnante ;
- Le traitement par les UV ne génère aucun sous-produit de désinfection qui serait carcinogène et pourrait affecter de manière indésirable la qualité de l'eau ;

•



- Les UV inactivent de manière très efficace une large gamme de microorganismes, notamment les agents pathogènes résistants au chlore comme les espèces de *Cryptosporidium* et de *Giardia* (Degremont, 2005).

### 4.6 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté la filière de traitement et les différents ouvrages qu'elle comporte comme il est illustré dans la figure 4-3.

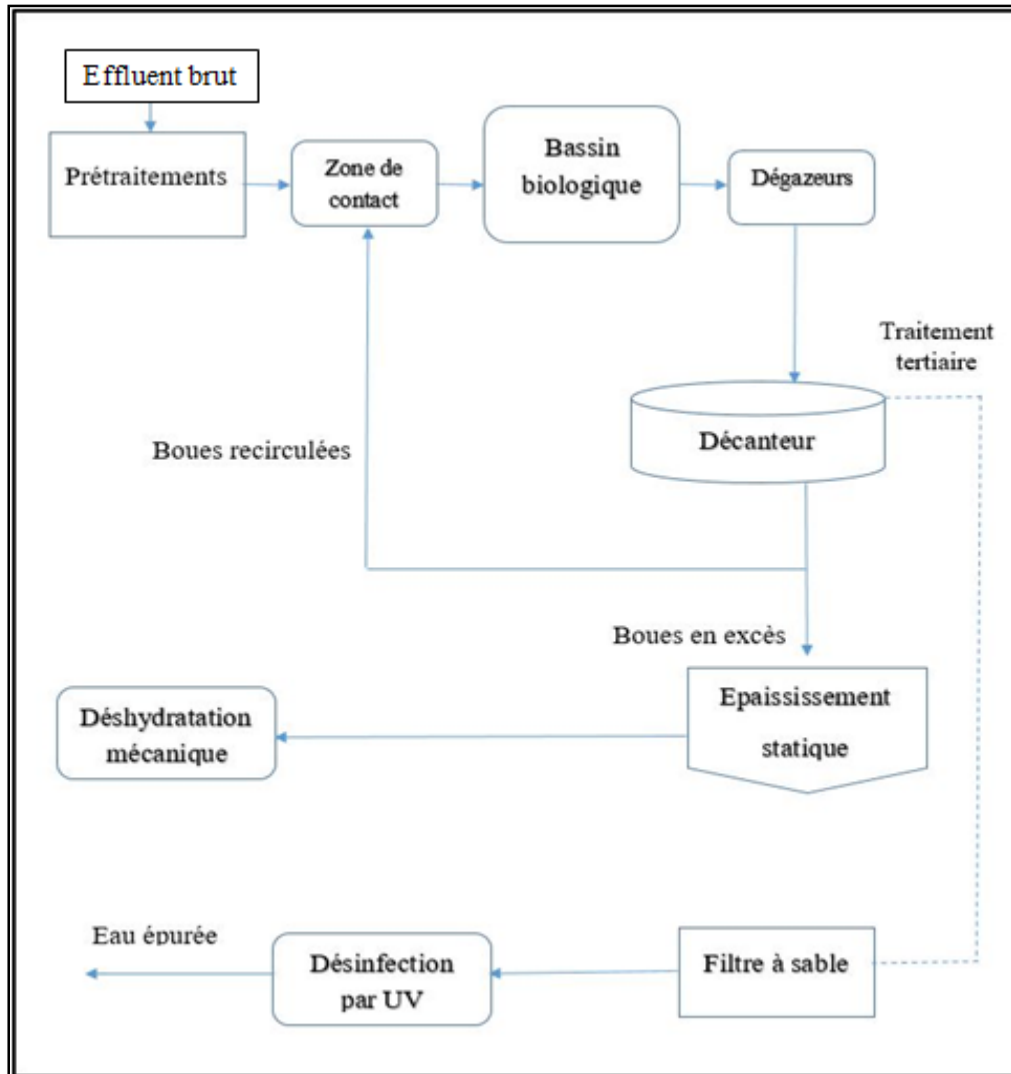


Figure 4-7 : Schéma simplifié de la station d'épuration

## 5 Chapitre 5 : Dimensionnement des ouvrages

Au vu de la DBO<sub>5</sub> entrante est de 437 mg/L et les normes de rejet qui ne doivent pas excéder 30 mg/L, un rendement épuratoire s'impose de 93,2 %. La réalisation ne peut s'effectuer que dans un bassin biologique à faible charge.

Ce chapitre détaille le dimensionnement des ouvrages de traitement de la filière eau et boues pour la future station d'épuration.

Le tableau 5-1 présente une base de données pour les différents calculs :

**Tableau 5-1 : Base de dimensionnement de la STEP Nord**

Paramètres	Unité	Valeur
Horizon	-	2030
Type de réseau	-	séparatif
Capacité de la station	Eq.hab	292669
Dotation journalière	L/EH/i	200
Débit moyen consommé	m <sup>3</sup> /j	58533,7
Débit moyen journalier rejeté	m <sup>3</sup> /j	46827,0
Débit moyen horaire rejeté	m <sup>3</sup> /h	1951,1
Débit de pointe	m <sup>3</sup> /j	74923,2
<b>DBO<sub>5</sub></b>		
Charge spécifique	g/hab/j	70,0
Charge journalière	Kg/j	20486,8
Concentration corresponde	mg/L	437,0
<b>MES</b>		
Charge spécifique	g/hab/j	90,0
Charge journalière	Kg/j	26340,2
Concentration corresponde	mg/L	562,0
<b>DCO</b>		
Charge spécifique	g/hab/j	120,0
Charge journalière	Kg/j	35120,3
Concentration corresponde	mg/L	750,0
<b>NTK</b>		
Charge spécifique	g/hab/j	15,0
Charge journalière	Kg/j	4390,5
Concentration corresponde	mg/L	93,0
<b>P</b>		
Charge spécifique	g/hab/j	4,0
Charge journalière	Kg/j	1170,8
Concentration corresponde	mg/L	25,0

## 5.1 Prétraitement

Le prétraitement comprend le dimensionnement du dégrilleur et le dessableur-déshuileur

### 5.1.1 Dégrilleurs

Pour le calcul de dégrilleur, on opte pour la méthode de KIRSCHMER (**Gaid, 1984**) :

- La section de la grille est donnée par l'expression suivante :

$$\begin{cases} S_g = \frac{Q_p}{V * (1 - \beta) * \sigma} \\ \beta = \frac{d}{d + e} \end{cases}$$

- La largeur de la grille est donnée par la formule suivante :

$$L_g = \frac{S_g * \sin \alpha}{h_{\max}}$$

- Le nombre des barreaux :

$$\begin{cases} L_g = N_b * d + N_e * e \\ N_b = N_e - 1 \end{cases}$$

avec,

$S_g$  : section de grille (m)

$Q_p$  : débit de pointe (m<sup>3</sup>/s)

$L_g$  : largeur de la grille (m)

$\alpha$  : angle d'inclinaison de la grille avec l'horizon ( $60^\circ < \alpha < 90^\circ$ ). Dans le cas de notre étude on le prend égal à  $60^\circ$  du fait que cet angle donne une meilleure efficacité pour le dégrilleur (**Satin et al. 1999**).

$\sigma$  : coefficient de colmatage de la grille ( $\sigma = 0,25$  pour une grille manuelle et 0.5 pour une grille mécanique ) (**Satin et al., 1999**)

$\beta$ : fraction de surface occupée par les barreaux

$e$  : espacement entre les barreaux (m) et  $d$  : diamètre des barreaux (m)

$h_{\max}$ : hauteur d'eau maximale dans le canal  $0,5 \leq h_{\max} \leq 1,5$  m (**Satin et al., 1999**)

$V$  : vitesse de passage à travers la grille (m/s)

$N_e$  : nombre d'espacement et  $N_b$  : nombre des barreaux.

La vitesse de passage à travers la grille doit être suffisante pour obtenir l'application des matières sur la grille sans provoquer une perte de charge importante ni entrainer un colmatage et un dépôt en profondeur des barreaux ou un départ des matières avec l'effluent, les vitesses moyennes de passage admises sont de l'ordre de 0,6 m/s à 1,0 m/s (**Thomazeau, 1981 ; Satin et al., 1999**).

**Tableau 5-2 : Espacement et épaisseurs des barreaux (Degremont, 1989)**

Paramètres	Grille moyenne	Grille fine
d (m)	0,02	0,01
e (m)	0,03 à 0,1	0,003 à 0,01

- Section mouillée du canal ( $S_c$ ) est donnée par :  $S_c = \frac{Q_p}{V}$
- Hauteur mouillée du canal ( $H$ ) est donnée par :  $H = \frac{S_c}{L_c}$
- Pertes de charge :

Selon **Qasim (1999)** et **Eckenfelder (1982)**, les pertes de charge au niveau de la grille, sont fonction de la forme des barreaux, l'espacement entre les barreaux, la largeur des barreaux, la vitesse d'approche et l'inclinaison de la grille. Elles sont données par l'expression suivante de KIRSCHMER

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

avec,

$\Delta H$  : perte de charge (m)

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

$\beta$  : coefficient dépendant de la forme des barreaux.

**Tableau 5-3: Valeurs de  $\beta'$  en fonction de type des barreaux (Qasim, 1999)**

Type des barreaux	$\beta'$
Rectangulaire	2,42
Rectangulaire avec une face amont circulaire	1,83
Circulaire	1,79
Rectangulaire avec les faces amant et aval semi-circulaires	1,67
Forme de lame	0,76

- Volume de déchets retenus au niveau de la grille :

Pour les eaux résiduaires, le volume de résidus retenus exprimée en litre par habitant et par an varie en fonction de l'espacement entre les barreaux (e en mm) (**Satin et al., 2010**)

$$\frac{120}{e} \leq V \leq \frac{150}{e}$$

Les paramètres choisis pour le dimensionnement sont donnés dans le tableau 5-4 :

**Tableau 5-4 : Base de dimensionnement du dégrilleur**

Paramètre	Grille moyenne	Grille fine
$\alpha(^{\circ})$	60,00	
$h_{\max}(\text{m})$	1,50	
V (m/s)	1,00 (au débit de pointe)	
$Q_p (\text{m}^3/\text{s})$	0,87	
d(m)	0,02	0,01
e(m)	0,03	0,01
$\beta$	0,40	0,50
$\sigma$	0,50 (grille mécanique)	
$\beta'$	1,79 (barreaux circulaire)	

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau 5-5.

**Tableau 5-5: Résultats de dimensionnement du dégrilleur**

Dégrilleur			
Paramètre	Unité	Moyen	Fin
Débit de pointe	$\text{m}^3/\text{s}$	0,870	
Vitesse de passage	m/s	1,000	
Epaisseur du barreau d	m	0,020	0,010
Espacement du barreau d	m	0,030	0,010
Nombre des barreaux	-	39,000	99,000
$h_{\max}$	m	1,500	1,500
Section de la grille	$\text{m}^2$	2,900	3,500
Largeur de la grille	m	2,000	2,000
Section mouillée du canal	$\text{m}^2$	0,870	0,870
Hauteur mouillé de canal	m	0,435	0,435
Perte de charge	m	0,046	0,079
Volume max	L/hab/an	5,000	15,000
Volume min	L/hab/an	4,000	12,000

## 5.1.2 Dessableur-déshuileur

### 5.1.2.1 Condition de dimensionnement

Pour qu'il y ait sédimentation des particules il faut que le régime soit laminaire et que le nombre de Reynolds de particule  $N_r$  soit inférieur ou égale à 1 (**Degremont, 1989**) :

*Première condition* : le temps de décantation doit être inférieur au temps de séjour ( $t_s$ ), cela implique :

$$\frac{H}{V_s} \leq \frac{V}{Q} = \frac{H * L * l}{V_e * l * H} \rightarrow \frac{V_e}{V_s} \leq \frac{L}{H}$$

avec,

$$10 \leq \frac{L}{H} \leq 15 \text{ (Bechac et al., 1987).}$$

*Deuxième condition* : la vitesse horizontale doit être inférieure ou égale à 15 fois la vitesse de sédimentation :

$$V_e \leq 15 * V_s$$

avec,

$V_e$ : vitesse horizontale

$V_s$ : vitesse de sédimentation égale à 15m/h (**Satin et al., 2010**)

$L$  : longueur de bassin (m),  $l$  : largeur du bassin (m)

$H$  : hauteur d'eau ( $1 \leq H \leq 2,5$ ) (m) (**Satin et al., 2010 ; Degremont, 2005**)

$t_s$ : temps de séjour est compris entre 3 et 10 minute au débit de pointe

### 5.1.2.2 Dimensionnement du dessableur –déshuileur

Pour le dimensionnement du dessableur- dégraisseur, on choisit :

$V_s = 15 \text{ m/h}$  ,  $L = 10 * H$  ,  $t_s = 10 \text{ min}$ , un dessableur-dégraisseur de forme rectangulaire.

- *Volume du bassin de dessableur–dégraisseur* :

$$V = Q_p * t_s = 520,3 \text{ m}^3$$

- *Surface horizontale du bassin* :

$$S_h = \frac{Q_p}{V_s} = 208,12 \text{ m}^2$$

- *Hauteur de l'eau* :

$$H = \frac{V}{S_h} = 2,5 \text{ m}$$

- *Longueur et largeur du bassin* :

$$L = 10 * H = 25 \text{ m et } l = \frac{S_h}{L} = 8,3 \text{ m}$$

- *Vitesse horizontale :*

$$V_e = \frac{Q_p}{H * l} = 0,04 \text{m/s} = 144 \text{m/h}$$

Les dimensions obtenues doivent obéir aux conditions de dimensionnement suivantes :

*Première condition :*

$$\frac{V_e}{V_s} \leq \frac{L}{H} \quad \rightarrow \quad 9,6 \leq 10$$

*Deuxième condition :*

$$V_e \leq 15 * V_s \quad \rightarrow \quad \frac{V_e}{V_s} = 9,6 < 15$$

Les conditions de dimensionnement sont bien vérifiées.

- ***Débit volumique d'air à injecter dans le dessableur***

Une quantité d'air est nécessaire, afin de permettre l'aération ainsi que la remontée des huiles en surface, est en fonction de la longueur du bassin. En général, le volume d'air à injecter est de  $0,35 \text{ m}^3/\text{m}/\text{min}$  (**Eddy et Metcalf, 2002**).

$$Q_{\text{air}} = L * V_{\text{air}} = 25 * 0,35 * 60 = 525 \text{ m}^3/\text{h}$$

- ***Quantité des matières éliminées par le dessableur***

Les MES contiennent 30% de MM (matières minérales) et 70% de MVS (matières volatiles en suspension), donc on opte sur la formule suivante :

$$\text{MES} = 70\% \text{ MVS} + 30\% \text{ MM}$$

La charge à l'entrée du dessableur est de :  $L_{\text{MES}} = 26340,2 \text{ Kg/j}$

Les matières volatiles en suspension MVS contenues dans les MES :

$$\text{MVS} = 0,7 * \text{MES} = 18438,2 \text{ Kg/j}$$

Les matières minérales contenues dans les MES :

$$\text{MM} = 0,3 * \text{MES} = 7902 \text{ Kg/j}$$

Les matières minérales éliminées : le dessableur permet d'éliminer 70% des matières minérales totales (**Gaid., 1984**) d'où :

$$\text{MM}_e = 0,7 * \text{MM} = 0,7 * 7902 = 5531,45 \text{ Kg/j}$$

Les matières minérales à la sortie du dessableur :

$$\text{MM}_s = \text{MM} - \text{MM}_e = 2370,55 \text{ Kg/j}$$

Les MES à la sortie du dessableur :

$$\text{MES}_s = \text{MM}_s + \text{MVS} = 20808,7 \text{ Kg/j}$$

- **Production du sable**

Le volume de sable recueilli varie selon le type de réseau (unitaire ou séparatif), le taux de production spécifique étant de l'ordre de 0,015 m<sup>3</sup> de sable/1000 m<sup>3</sup>d'eau (**Eddy et Metcalf, 2002 ; Satin et al., 2010**). Il est donné par la relation suivante :

$$P_S = \text{taux de production spécifique} * Q_{\text{moyj}}$$

- **Production de la graisse**

Les rendements de rétention des graisses par ce type d'ouvrage se situant en général entre 70 % à 90 % (**Eddy et Metcalf, 2002**), cela nous permet de déduire la production de graisse à partir la relation suivante :

$$P_{G\text{-retirée}} = 0,7 * C_{G\text{-initiale}} * Q_{\text{moyj}}$$

Sachant que le poids spécifique des graisses est environ 0,9 (**Eddy et Metcalf, 2002**), on peut déterminer le volume des graisses retirées :

$$V_G = \text{poids spécifique des graisses} * P_G$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau 5-6 :

**Tableau 5-6 : Résultats dimensionnement du dessableur – déshuileur**

Paramètres	unités	Valeurs
Débit de pointe	m <sup>3</sup> /h	3121,80
Volume du bassin	m <sup>3</sup>	520,30
Surface horizontal du bassin	m <sup>2</sup>	208,12
Longueur du bassin	m	25,00
Largeur du bassin	m	8,30
Hauteur de l'eau	m	2,50
Débit volumique d'air à injecter	m <sup>3</sup> /h	525,00
Matière en suspension totale	Kg/j	26340,20
Matières volatiles en suspension	Kg/j	18438,20
Matières minérale en suspension totale	Kg/j	7902,00
Matières minérale en suspension éliminé	Kg/j	5531,45
Matières minérale en suspension restante	Kg/j	2370,55
Matière en suspension restante	Kg/j	20808,70
Production du sable	m <sup>3</sup> /j	0,70
Production des graisses	Kg/j	1639,00
Volume des graisses retirées	L/j	1475,00



### 5.2 Le traitement biologique

Le procédé choisi est basé sur le principe des boues activées à faible charge. Le bassin biologique est un réservoir rectangulaire ouvert où arrivent les eaux usées prétraitées.

Le traitement à boues activées à faible charge est régi par :

- Charge massique  $C_m$  :

$$0,1 \leq C_m \leq 0,2$$

- Charge massique  $C_v$  :

$$0,35 \leq C_v \leq 0,6$$

Nous préconisons un traitement biologique réalisé dans les ouvrages suivants : un bassin d'anaérobie, un bassin d'anoxie, un bassin d'aération, et un décanteur.

#### 5.2.1 Bassin biologique

Le volume du bassin biologique est déterminé à partir la charge volumique :

$$V = \frac{DBO_5}{C_v}$$

Et le temps de séjour est donné par :

$$t_s = \frac{V_{\text{bassin biologique}}}{Q_{\text{moy h}}}$$

#### 5.2.2 Bassin d'anaérobie

##### 5.2.2.1 Dimensionnement du bassin

Le traitement de phosphore a pour but d'atteindre une concentration en phosphore dans l'eau traitée inférieure ou égale à 2 mg/L (JO, 2012). L'élimination du phosphore est liée directement à la variation du rapport DCO/P, elle ne sera pas optimale si ce rapport est inférieur à 30. (Satin et al., 2010).

Le temps de séjour varie entre 4 et 6 heures pour une élimination de 55% à 60% du phosphore (Satin et al., 2010 ; Degremont, 2005).

- *Volume et la surface du bassin anaérobie :*

$$V = Q_{\text{moyen total}} * t_s \text{ et } S_h = \frac{V}{H}$$

avec,

$Q_{\text{moyen total}}$  débit moyen total = débit moyen + débit recirculé moyen

$t_s$  : temps de séjour = 4 heures et  $H$  : profondeur d'eau = 5 m (Degremont, 2005).

**5.2.2.2 Déphosphatation biologique**

En considérant une élimination biologique du phosphore de 55%, la quantité de phosphore éliminée et la teneur résiduelle serait déterminée à partir de la relation suivante :

$$[P]_{\text{résiduelle}} = \frac{\text{Flux entrant} - \text{Flux sortant}}{Q_{\text{moyj}}} = 9.25 \text{ mg/L}$$

**5.2.2.3 Déphosphatation complémentaire**

Après une déphosphatation biologique, le niveau de phosphore dans le bassin biologique n'atteint pas le niveau désiré de phosphore dans l'eau traité  $[P]_{\text{résiduelle}} > 2 \text{ mg/L}$ , et pour cela on propose une déphosphatation chimique complémentaire.

La quantité de phosphore à précipiter chimiquement est donnée par la relation suivante :

$$P_{\text{à précipiter}} = P_{\text{résiduelle}} - P_{\text{rejet/norme}}$$

Avec,

$P_{\text{résiduelle}}$  : quantité du phosphore restante après le traitement biologique

$P_{\text{rejet/norme}}$  : quantité du phosphore tolérée dans l'eau traitée.

Le rendement de déphosphatation complémentaire serait :

$$\eta = \frac{P_{\text{résiduelle}} - P_{\text{rejet}}}{P_{\text{résiduelle}}}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 5-7 : Résultats du dimensionnement du bassin anaérobie**

<b>Dimensionnement du bassin anaérobie</b>		
Paramètres	Valeurs	Unités
Débit moyen	1951,1	m <sup>3</sup> /h
Débit recirculé moyen	1119,5	m <sup>3</sup> /h
Q <sub>moyen total</sub>	3070,6	m <sup>3</sup> /h
Temps de séjour	4,0	h
Volume du bassin	12282,5	m <sup>3</sup>
Profondeur de l'eau	5,0	m
Surface horizontale	2456,5	m <sup>2</sup>
<b>Élimination biologique de phosphore</b>		
La quantité de DCO dans l'effluent brut	750,0	Kg/j
Flux entrant (P <sub>entrée</sub> )	1170,7	Kg/j
DCO <sub>entrée</sub> /P <sub>entrée</sub>	30,0	-
P <sub>éliminé</sub>	643,9	Kg/j
[P <sub>résiduelle</sub> ]	9,25	mg/L
La concentration de P dans l'eau traitée	2,0	mg/L
La quantité de P dans l'eau traitée	93,7	Kg/j
<b>Déphosphatation complémentaire de phosphore</b>		

## Chapitre 5 : Dimensionnement des ouvrages

P à précipiter	433,2	Kg/j
H	79,0	%

### - *Produits de la déphosphatation chimique*

Le réactif retenu est le chloro-sulfate ferrique sous forme liquide, connu sous la dénomination commerciale de clairtan dont la composition est la suivante :

- Fe<sup>3+</sup> : environ 200 g/L ou 13 %,
- SO<sub>4</sub><sup>2-</sup> : environ 360 g/L ou 23,4 %,
- Cl<sup>-</sup> : environ 120 g/L ou 7,8 % (**Satin et al. 2010**)

Le rapport molaire retenu pour atteindre un rendement d'élimination de 80% est :

$$\text{Fe} / \text{P} = 1,2$$

avec, la masse moléculaire de Fe égale à 56 et la masse moléculaire de P égale à 31.

La quantité de Fe nécessaire pour la déphosphatation est donnée par :

$$L_{\text{Fe nécessaire}} = 1,2 * P \text{ à précipiter} * \frac{56}{31} \text{ Kg/j}$$

La quantité nécessaire de clairtan est donnée par :

$$\text{Clairtan} = \frac{L_{\text{Fe}}}{0,200} \text{ L/j}$$

### - *Production de boues supplémentaires*

Le phosphore est éliminé sous forme de FePO<sub>4</sub> (M<sub>FePO<sub>4</sub></sub> = 151g) avec le Fe(OH)<sub>3</sub> (M<sub>Fe(OH)<sub>3</sub></sub> = 107g) (**Satin et al., 2010**)

$$\text{FePO}_4 = P \text{ à précipiter} * \frac{151}{31} \text{ Kg/j}$$

Fe utilisé dans FePO<sub>4</sub> :

$$\text{Fe}_{\text{utilisé en FePO}_4} = P \text{ à précipiter} * \frac{56}{31} \text{ Kg/j}$$

Fe restant qui va se combiner en Fe(OH)<sub>3</sub>

$$\text{Fe}_{\text{combiné en Fe(OH)}_3} = L_{\text{Fe nécessaire}} - \text{Fe}_{\text{utilisé en FePO}_4} \text{ Kg/j}$$

Fe(OH)<sub>3</sub> formé:

$$\text{Fe(OH)}_3 \text{ formé} = \text{Fe}_{\text{combiné en Fe(OH)}_3} * \frac{107}{56} \text{ Kg/j}$$

Dont 25% partent dans l'effluent, soit 155,95 Kg/j qui forment des boues :

$$\text{Fe(OH)}_3 \text{ qui forme des boues} = (1 - 0,25) * \text{Fe(OH)}_3 \text{ formé} \text{ Kg/j}$$

## Chapitre 5 : Dimensionnement des ouvrages

Quantités des boues chimiques produites à base de phosphore :

$$\Delta X_1 = \text{FePO}_4 + \text{Fe(OH)}_3 \text{ qui forme des boues Kg/j}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau 5-8 :

**Tableau 5-8 : Déphosphatation complémentaire**

Produit nécessaire		
Paramètres	Valeurs	Unités
Quantité de Fe nécessaire	938,9	Kg/j
Quantité nécessaire de clairtan	4694,8	L/j
Production de boues		
FePO <sub>4</sub>	2109,9	Kg/j
Fe utilisé dans FePO <sub>4</sub>	782,5	Kg/j
Fe combiné en Fe(OH) <sub>3</sub>	156,5	Kg/j
Fe(OH) <sub>3</sub> formé	299,0	Kg/j
Fe(OH) <sub>3</sub> qui forme des boues	224,3	Kg/j
Les quantités des boues chimiques produites		
$\Delta X_1$	2334,1	Kg/j

### 5.2.3 Le bassin d'anoxie

Le calcul du volume du bassin est effectué à partir de la relation suivante (**Satin et al., 2010 ; Sadowski, 2002**) :

$$V = \frac{N_{\text{à nitrifier}} * 1000}{V_a * [\text{MVS}] * 24}$$

avec,

$V_a$  : cinétique de dénitrification en gramme de  $\text{N NO}_3$ /Kg de MVS/h, cette cinétique de dénitrification est estimée en fonction du rapport  $\text{NTK/DBO}_5$ , dans notre cas ce rapport égale à 0,21, ce qui implique que  $V_a = 2,7$  g de  $\text{N NO}_3$ /Kg de MVS/h

[MVS] : concentration des boues activées dans le bassin en g/L,  $N_{\text{à nitrifier}}$  : quantité d'azote à nitrifier.

- **Quantité d'azote à nitrifier**

$$N_{\text{à nitrifier}} = \text{NTK}_{\text{entré}} - N_{\text{lié au MES}} - N_{\text{assimilé}} - N_{\text{NH}_4 \text{ rejet}} - N_{\text{dur}}$$

## Chapitre 5 : Dimensionnement des ouvrages

avec,

$NTK_{\text{entrée}}$  : charge d'azote kjeldahl apportée par l'eau brute

$N_{NH_4 \text{ rejet}}$  : charge d'azote ammoniacal rejetée avec l'eau épurée, d'une concentration de 2 mg/L (**OMS**)

$N_{\text{lié au MES}}$  : azote résiduel attaché aux MES des eaux traitées, égal à 3 %  $MES_{\text{rejetée}}$

$N_{\text{dur}}$  : azote résiduel dur, égal à 3 %  $NTK_{\text{entrée}}$

$N_{\text{assimilé}}$  : charge d'azote assimilée essentiellement par les bactéries, égale à 5% du  $DBO_5$  éliminé dans le bassin biologique.

- **Quantité d'azote à dénitrifier**

$$N_{\text{à dénitrifier}} = N_{\text{à nitrifier}} - N_{NO_3 \text{ rejet}}$$

avec,

$N_{NO_3 \text{ rejet}}$  : charge journalière d'azote nitrique rejetée avec l'eau épurée, d'une concentration de 30 mg/L (**JO, 2012**).

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau 5-9 :

**Tableau 5-9 : Résultats de dimensionnement du bassin d'anoxie**

Masse d'azote à nitrifier		
Paramètres	Valeurs	unités
$NTK_{\text{entrée}}$	4390,0	Kg/j
$N_{\text{lié au MES}}$	42,1	Kg/j
$N_{\text{assimilé}}$	954,1	Kg/j
$N_{NH_4 \text{ rejet}}$	93,7	Kg/j
$N_{\text{dur}}$	131,7	Kg/j
$N_{\text{à nitrifier}}$	3168,4	Kg/j
Masse d'azote à dénitrifier		
$N_{NO_3 \text{ rejet}}$	1404,8	Kg/j
$N_{\text{à dénitrifier}}$	1763,6	Kg/j
Bassin d'anoxie		
Volume du bassin	13970,2	m <sup>3</sup>
Temps de séjour	3,4	Heures
Hauteur d'eau	5,0	M
Surface horizontale	2794,0	m <sup>2</sup>

### 5.2.4 Le bassin d'aération

Le volume du bassin d'aération est donné par la relation suivante :

$$V_{\text{bassin d'aération}} = V_{\text{bassin biologique}} - V_{\text{bassin anoxie}} - V_{\text{bassin anaérobie}}$$

La surface horizontale du bassin d'aération :

$$S_h = \frac{V_{\text{bassin}}}{H}$$

La hauteur du bassin est prise généralement entre 3 et 5 m, on choisit  $H = 5\text{m}$  et on suppose que :  $L = 2l$  tel que,  $L$  : la longueur du bassin (m),  $l$  : la largeur du bassin (m).

La quantité et la concentration de boues (MVS) dans le bassin est donnée par :

$$X_a = C_{\text{MVS}} * V_{\text{bassin biologique}} = \frac{\text{charge journalière en DBO}_5}{C_m}$$

$$C_{\text{MVS}} = \frac{\text{charge journalière en DBO}_5}{C_m * V_{\text{bassin biologique}}}$$

- **Besoin théorique en oxygène**

Les besoins théoriques en oxygène journaliers et en temps diurne sont donnés respectivement par les formules suivantes (*Satin et al. 2010*) :

$$q_{jO_2} = a' L_e + b' X_a + 4,57 * N_{\text{nit}} - 2,85 * N_{\text{dénit}}$$

$$q_{O_{2p}} = \left( \frac{a' L_e}{T_d} \right) + \left( \frac{b' X_a}{24} \right)$$

avec,

$q_{jO_2}$  : besoin théorique journalier en oxygène

$q_{O_{2p}}$  : besoin théorique horaire en oxygène en temps diurne ( $t_d=16\text{h}$ )

$L_e$  :  $\text{DBO}_5$  éliminée dans le bassin d'aération par jour (Kg/j)

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

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

$b'$  : coefficient cinétique de respiration endogène

$N_{\text{nit}}$  : quantité d'azote à nitrifier,  $N_{\text{dénit}}$  : quantité d'azote à dénitrifier.

Le tableau 5-10 donne les valeurs de  $a'$  et  $b'$  en fonction de la charge massique

Tableau 5-10: Valeurs de a' et b' (Degremont, 1989)

Charge massique	a'	b'
0,09	0,66	0,060
0,10	0,65	0,070
0,15	0,63	0,075
0,20	0,59	0,080
0,30	0,56	0,850
0,40	0,53	0,090
0,50	0,50	0,700 à 1,200

Dans notre cas  $C_m = 0,1$  alors d'après le tableau 5-9 :  $a' = 0,65$  et  $b' = 0,07$

- **Besoin réel en oxygène**

Les besoins en oxygène sont supérieurs aux quantités théoriques, du fait que le transfert d'air atmosphérique vers l'eau épurée se trouve gêné par la présence de matières en suspension (MES) et d'agent tensio-actif.

Et pour passer des conditions théoriques aux conditions réelles du milieu à épurer, il y a lieu d'appliquer des coefficients correcteurs.

$$q_{O_2\text{réel}} = \frac{q_{O_2}}{\alpha * \beta}$$

avec,

$q_{O_2}$  : besoin théorique en oxygène

$\alpha$  et  $\beta$  : sont des rapports des coefficients de transfert d'eau usée en eau propre  $\alpha = \beta = 0,8$  (Eckenfelder, 1982 ; Bechac et al., 1987).

- **Calcul des caractéristiques de l'aérateur**

On a adopté un système d'aération mécanique de surface, dont l'apport spécifique en oxygène varie de 1,5 à 2,0 Kg O<sub>2</sub>/KWh. Dans la littérature, la puissance spécifique des aérateurs est de 3 à 5w/m<sup>3</sup>, on adopte une puissance spécifique de l'aérateur de 5 W/m<sup>3</sup> (Satin et al., 2010).

La puissance de l'aération nécessaire est donnée par :

$$E_n = \frac{q_{O_2\text{réel}p}}{E_a}$$

avec,

$E_n$  : puissance de l'aération nécessaire

$q_{O_{2r\acute{e}elp}}$  : besoin réel en oxygène en temps diurne (kg/h)

$E_a$  : quantité d'oxygène par unité de puissance (on choisit 1,5 kgO<sub>2</sub> /kWh)

La puissance de brassage est donnée par la relation suivante :

$$E_b = S_h * P_a$$

avec,

$P_a$  : puissance spécifique absorbée pour les aérateurs de surface est de 70 à 80 W/m<sup>2</sup> (**Degremont, 1989**) et  $S_h$  : surface horizontale du bassin.

Le temps de fonctionnement de l'aérateur est donné par la relation suivante (**Satin et al., 2010**) :

$$T_f = \frac{q_{O_{2r\acute{e}el}jour}}{2 * q_{O_{2r\acute{e}elp-h}}}$$

Le nombre d'aérateurs dans le bassin est donné par :

$$N_a = \frac{P_{sp\acute{e}cifique (W/m^3)}}{5 (W/m^3)}$$

- **Calcul de la quantité des boues en excès**

Les boues en excès sont proportionnelles à la quantité de la DBO<sub>5</sub> éliminée ( $L_e$ ), et dépendent de la charge massique dans le bassin d'aération. La quantité de boues en excès est déterminée par la formule d'Eckenfelder :

$$\Delta X_2 = X_{min} + X_{dur} + a_m L_e - b_m X_a - X_{eff}$$

avec,

$X_{min}$  : boues minérales (30% de MES)

$X_{dur}$  : boues difficilement biodégradables, elles représentent 0,3 à 0,35 des MVS

$a_m$  : coefficient de rendement cellulaire (cellulaires formées /g DBO<sub>5</sub> éliminées), varie entre 0, 55 <  $a_m$  < 0, 65. (On prend  $a_m = 0, 6$ )

$L_e$  : quantité de DBO<sub>5</sub> à éliminer (Kg/j)

$b'$  : coefficient cinétique de respiration endogène  $b' = 0,075$

$b_m = b'/1,42$  : fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène (**Bechac et al., 1987**)

$X_a$  : masse totale de MVS dans le bassin (Kg)

$X_{eff}$  : fuite de MES avec l'effluent (30 mg /L) (**JO, 2012**)



- *Quantité totale de boues en excès :*

$$\Delta X_t = \Delta X_1 + \Delta X_2$$

- *Concentration de boues en excès :*

$$X_m = \frac{1200}{I_m} \quad (\text{Salghi, 2009})$$

avec,

$X_m$  : concentration de boues en excès (Kg/m<sup>3</sup>)

$I_m$  : indice de Mohlman.

Une boue activée de bonne structure à un indice Mohlman compris entre 80 à 150 ml/g.  
Pour un  $C_m$  égal à 0.1 →  $I_m = 125 \text{ mg/L}$  (Sadowski, 2002)

- *Débit de boues en excès :*

$$Q_{\text{bexcès}} = \frac{\Delta X_t}{X_m}$$

- *Débit spécifique par m<sup>3</sup> de bassin :*

$$q_{\text{sp}} = \frac{\Delta X_t}{V}$$

avec,

$q_{\text{sp}}$  : débit spécifique m<sup>3</sup> du bassin (Kg/m<sup>3</sup>/j)

$\Delta X_t$  : quantité des boues en excès (Kg/j)

$V$  : volume total du bassin biologique (m<sup>3</sup>).

- *Taux de recyclage :*

Le taux de recyclage des boues, devrait permettre le maintien de la concentration de celle-ci dans le bassin d'aération calculée précédemment à 3,5 g/L.

Il peut varier de 15 à 100% de débit de l'effluent. Le taux de recyclage est déterminé par la formule suivante (Eckenfelder, 1982 ; Degremont, 1989) :

$$R = \frac{100 * C_{MVS}}{X_m - C_{MVS}}$$

avec,

$R$  : taux de recyclage (%)

$C_{MVS}$  : Concentration des boues dans le bassin = 3,5 Kg/m<sup>3</sup>.

- *Débit des boues recyclées :*

$$Q_{\text{brece}} = R * Q_{\text{moyj}}$$

- Age des boues dans l'aérateur :

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X_t}$$

### 5.2.5 Le décanteur

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

Le temps de séjour dans le décanteur est de 1,5 à 2 heures, pour  $I_m$  de 125, on a une vitesse ascensionnelle  $V_{asc}$  égale à de 1.2 m/h (Satin et al., 2010), et une profondeur d'eau est de 2.5 m

La surface horizontale et volume du décanteur sont donnés par :

$$S_h = \frac{Q_p}{V_{asc}} \text{ et } V = S_h * H.$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau 5-11.

**Tableau 5-11 : Résultats relatives au traitement biologique**

<b>Bassin biologique</b>		
<b>Paramètre</b>	<b>Unité</b>	<b>Valeur</b>
Débit de pointe	m <sup>3</sup> /h	3121,80
Débit moyen	m <sup>3</sup> /h	1951,10
Volume	m <sup>3</sup>	58533,80
Le temps séjours	h	19,20
<b>Bassin d'aération</b>		
Volume	m <sup>3</sup>	34635,60
Surface horizontale	m <sup>2</sup>	6927,10
Hauteur	m	5,00
Largeur	m	58,85
Longueur	m	117,70

## Chapitre 5 : Dimensionnement des ouvrages

Quantité de boues (MVS) dans le bassin	Kg	204868,30
Concentration de boues (MVS) dans le bassin	Kg/m <sup>3</sup>	3,50
Charge polluante(DBO <sub>5</sub> ) à l'entrée	Kg/j	20486,83
Charge polluante(DBO <sub>5</sub> ) à la sortie	Kg/j	1404,81
Charge polluante(DBO <sub>5</sub> ) éliminée	Kg/j	19082,02
<b>Besoin en oxygène</b>		
Besoins journaliers en oxygène	Kg/j	36197,50
Besoins horaires en oxygène	Kg/h	1508,20
Quantité d'oxygène nécessaire par m <sup>3</sup> du bassin	Kg/j	1,05
Besoin en pointe horaire en oxygène	Kg/h	1372,70
Besoin réel en oxygène en temps diurne	Kg/h	2144,90
<b>Système d'aération</b>		
Puissance de l'aération nécessaire	KW	1429,90
Puissance de brassage	KW	484,90
Temps de fonctionnement de l'aérateur	h/j	13,20
Nombre d'aérateurs	-	9,00
<b>Bilan de boues</b>		
Quantité des boues en excès	Kg/j	13845,95
Concentration de boues en excès	Kg/m <sup>3</sup>	9,60
Débit de boues en excès	m <sup>3</sup> /j	1442,30
Débit spécifique par m <sup>3</sup> de bassin	Kg/m <sup>3</sup> /j	0,23
Taux de recyclage	%	57,40

## Chapitre 5 : Dimensionnement des ouvrages

Débit des boues recyclées	m <sup>3</sup> /j	827,50
Age des boues	jours	14,80
<b>Décanteur</b>		
Indice de MOHELMAN	mg/L	125,00
Temps de séjour	heurs	2,00
Vitesse ascensionnelle	m/h	1,20
Volume de décanteur	m <sup>3</sup>	3251,88
Surface horizontale de décanteur	m <sup>2</sup>	1300,75
Hauteur du décanteur	m	2,50
Diamètre de décanteur	m	40,70

Pour des considérations d'exploitation, nous considérons que cette station comporte deux chaînes de traitement, alors le bassin biologique est devisé en deux bassins de même dimensions, comme le calcul est le même pour les deux, on le fait pour la totalité du bassin biologique.

### 5.3 Ouvrages annexes

#### 5.3.1 Zone de contact

Dans cette zone, on met en contact une fraction des boues activées issues du décanteur avec du substrat carboné issu de l'effluent à traiter

Le volume de la zone de contact est obtenu par :

$$V_{z \text{ contact}} = \frac{(Q_{\text{moy}} + Q_{\text{breci}})}{60} * t_s$$

avec,

$Q_{\text{moy}}$  : débit moyen des eaux usées

$Q_{\text{breci}}$  : débit moyen de boues recirculé

$t_s$  : temps de séjours varie de 10 à 20 minutes (**Degremont, 2005 ; Satin et al., 2010**).

La surface de la zone de contact est obtenue par :

$$S_h = \frac{V_{z \text{ contact}}}{H}$$

Au même titre que pour le bassin biologique et pour des considérations d'exploitation, nous propose la mise en place de deux zone de contact.

Les resultats de calcul sont présentés dans le tableau 5-12 .

**Tableau 5-12 : Dimensionnement de la zone de contact**

Paramètres	Valeurs	Unités
Débit horaire moyen des eaux usées	1951,1	m <sup>3</sup> /h
Débit moyen de boues recerclé	26867,9	m <sup>3</sup> /h
Temps de séjours	15,0	min
Le volume	767,7	m <sup>3</sup>
profondeur d'eau	5,0	m
Surface totale	153,5	m <sup>2</sup>
<b>On adopte deux zones de contact</b>		
Surface unitaire	76,8	m <sup>2</sup>
Volume unitaire	383,8	m <sup>3</sup>

### 5.3.2 Regard de dégazage

Afin d'éviter toute les remontées indésirables de boues dans le décanteur, un ouvrage de dégazage est nécessaire entre le bassin d'aération et le décanteur.

Nous adoptons une charge hydraulique de 60 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/h au débit de pointe ( Q<sub>p</sub>) (**Satin et al., 2010**)

La surface de dégazage est obtenue par :  $S_h = \frac{(Q_p + Q_{brece})}{\text{charge hydraulique}}$

Au même titre que pour le bassin biologique et pour des considérations d'exploitation, on propose la mise en place de deux dégazeurs

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau 5-13

**Tableau 5-13 : Dimensionnement du regard de dégazage**

Paramètres	Valeurs	Unités
Débit de pointe des eaux usées	74923,2	m <sup>3</sup> /j
Débit moyen de boues recirculé	26867,9	m <sup>3</sup> /j
Débit total	101791,2	m <sup>3</sup> /j
Charge hydraulique	60,0	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /h
Surface totale	70,7	m <sup>2</sup>
profondeur d'eau	4,5	m
Volume total	318,2	m <sup>3</sup>
Temps de rétention hydraulique	4,5	minute
<b>On adopte deux dégazeurs</b>		
Surface unitaire	35,3	m <sup>2</sup>
Volume unitaire	159,1	m <sup>3</sup>

## 5.4 Traitement des boues

Les différentes boues issues de différents ouvrages vont être stockées dans un puisard, pour être dirigées vers une chaîne de traitement. Les boues sont épaissies puis évacuées vers le traitement mécanique ou les lits de séchage où elles seront épandues pour être déshydratées naturellement.

### 5.4.1 Epaisseur

L'épaisseur reçoit des boues d'une concentration de 9,6 Kg/m<sup>3</sup> et d'une quantité totale journalières :  $\Delta X_t = 13845,95 \text{ Kg/j}$

Le débit journalier des boues entrant dans l'épaisseur correspond aux débits de boues en excès, tel que :  $Q_{\text{bexcès}} = 1442,3 \text{ m}^3/\text{j}$

- *Volume de l'épaisseur :*

$$V_{\text{épaisseur}} = Q_{\text{bexcès}} * t_s$$

- *Surface horizontale :*

Pour une profondeur de  $H = 3,5$  m, on calcule la surface et le diamètre qui sont respectivement :

$$S_h = \frac{V}{H} \quad \text{et} \quad D = \sqrt{\frac{4 * S_h}{\pi}}$$

- *Caractéristiques des boues épaissies :*

La concentration des boues après épaississement par décantation est de l'ordre de 20 à 30 g/L (Sadowski, 2002 ; Degremont 2005).

- *Débit des boues épaissies :* On adopte une concentration de 30 g/L :

$$Q_{\text{épaissi}} = \frac{\Delta X_t}{30}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau 5-14

**Tableau 5-14: Dimensionnement de l'épaississeur**

Paramètres	Valeurs	Unités
Temps de séjours	1	j
Volume	1442,3	m <sup>3</sup>
Surface horizontale	412	m <sup>3</sup>
Diamètre	22,9	m
Débit des boues épaissies	461,5	m <sup>3</sup> /j

### 5.4.2 Lits de séchages

Pour calculer le volume de lit de séchage nous avons basés sur les critères de conception suivante (Satin et al., 1999) :

- e : épaisseur maximale des boues comprise entre 20 à 30 cm,
- L : longueur du bassin est comprise entre 20 à 30 m,
- l : largeur du bassin est comprise entre 6 à 8.

On prend :  $L = 30$  m,  $l = 8$  m et  $e = 30$  cm.

$$V_{\text{lit}} = L * l * e = 72 \text{ m}^3$$

## Chapitre 5 : Dimensionnement des ouvrages

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

- *Volume des boues épandues par lit et par an :*

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

$$V_{/an} = 12 * V_{lit} = 12 * 72 = 864 \text{ m}^3$$

- *Volume journalier des boues à extraire est :*

$$V_{B_{extraites}} = Q_{\text{épaissi}} = 461,5 \text{ (m}^3/\text{j)}$$

- *Volume des boues à sécher par an :*

$$V_{bas} = 365 * V_{B_{extraites}} = 168459 \text{ m}^3$$

- *Nombre de lits nécessaires :*

$$N > \frac{V_{bas}}{V_{/an}}$$

$$N > \frac{168459}{864} = 194,9 \text{ il nous faut } 195 \text{ lits}$$

- *Surface nécessaire :*

$$\text{On a : } S = S_0 * N$$

avec,

$S_0$  : la surface du lit de séchage tel que ;  $S_0 = L * l = 240 \text{ m}^2 \rightarrow S = 46800 \text{ m}^2$

Le traitement des boues en utilisant des lits de séchages nécessitant une surface considérable, nous a incité à considérer un traitement de filtration à l'aide d'un filtre à bande

### ❖ Filtre à bande

En général, les capacités de filtration et la longueur de bande varient respectivement de 80 à 100 Kg de MS/m/h et de 2 à 3 m. La concentration des boues épaissie est de 20 à 30 g/L. (Satin et al., 2010 ; Sadowski, 2002).

On admet une capacité de filtration de la machine de déshydratation : 100 Kg MS/h pour une largeur de bande de 2 m, La concentration des boues épaissie est de 30 g/L.

Pour une machine automatisée, le temps de fonctionnement est compris entre 8 à 12 heures par jour, (Sadowski, 2002).

En considérant la quantité des boues extraites ( $\Delta X_{tot}$ ) de 13845.95 Kg/j, et un temps de fonctionnement de 12 heures, on déduit le débit de déshydratation

- *Débit de déshydratation :*

$$Q_{déschy} = Q_{\text{épaissi}}$$

- *Débit par temps de fonctionnement :*



## Chapitre 5 : Dimensionnement des ouvrages

$$Q_{\text{désHY/h}} = \frac{Q_{\text{désHY}}}{t_f}$$

Au même titre que pour le bassin biologique et pour des considérations d'exploitation, on propose la mise en place de deux filtres à bande.

**Tableau 5-15 : Dimensionnement du filtre à bande**

Paramètres	valeurs	Unités
Capacité de filtration	100	kg MES/h/m
largeur de bande	2	m
Quantité de boues traitées	13845,95	Kg/j
Débit de déshydratation	561,53	m <sup>3</sup> /j
Temps de fonctionnement	12	h/j
<b>Deux filtres à bande sont retenus</b>		
Débit de déshydratation par filtre	230,76	m <sup>3</sup> /j
Débit par temps de fonctionnement	19,2	m <sup>3</sup> /h

Le schéma de la filière de traitement des boues peut être résumé dans le tableau 5-16

**Tableau 5-16 : Filière de traitement des boues dans la station d'épuration**

<b>Boues issus du traitement</b>	Boues issues de décanteur		
<b>Réduction du volume des boues</b>	Épaississement gravitaire		
<b>Déshydratation mécanique</b>	Filtre à bande		
<b>Destination des boues sèches</b>	Valorisation agricole	Mise en décharge	Incinération

### 5.5 Traitement tertiaire

Le traitement tertiaire est un traitement de finition pour réduire d'avantage les teneurs des matières en suspension, du phosphore ou de microorganisme, il vise à améliorer la qualité de l'eau épurée en vue de leur rejet dans le milieu naturel ou de leur réutilisation. A cet effet, un filtre à sable et une désinfection peuvent être préconisée.

#### 5.5.1 Filtre à sable rapide

Ce type de traitement apporte une élimination quasi totale de MES, ce qui assure un bon fonctionnement pour l'étape de désinfection.

Un filtre à sable gravitaire est retenu, avec les critères de conception suivants (**Degremont, 2005**) :

- Epaisseur de la couche filtrante comprise entre 0,7 à 1,5 m ;
- Une taille effective des matériaux filtrante de 0,4 mm à 1,2 mm selon le degré de traitement désiré et la qualité d'eau de rejet ;
- La hauteur d'eau suffisante pour la percolation comprise entre 0,8 à 2 m ;
- La vitesse de filtration courante est de 2 à 10 m/h ;
- Hauteur de filtre doit tenir compte de l'épaisseur du filtre, de la hauteur d'eau et du support du filtre sur lequel repose et elle est comprise entre 3 et 4 m (**Degremont, 2005**).

On choisit :

Epaisseur de filtre = 1,0 m, hauteur d'eau = 1,5 m, vitesse de filtration = 10 m/h, et largeur du bassin = 5 m.

- *Surface horizontale* :  $S_h = \frac{Q_{\text{moyj}} - Q_{\text{bexcès}}}{\text{vitesse de filtration}}$
- *Volume du bassin* :  $V = S_h * H$

Au même titre que pour le bassin biologique et pour des considérations d'exploitation, on prévoit deux bassins de filtration pour les deux chaînes de traitement et 2 autres bassins pour des raisons d'exploitation (lavage et entretien des filtres).

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau 5-17.

Tableau 5-17 : Dimensionnement du filtre à sable

Paramètres	Valeurs	Unités
$Q_{moyj}$	1951,1	m <sup>3</sup> /h
$Q_{bexcès}$	60,1	m <sup>3</sup> /h
Vitesse de filtration	10,0	m/h
Surface horizontale	189,1	m <sup>2</sup>
Largeur	5,0	m
Longueur	37,8	m
H	3à4	m
Volume du bassin	$567,3 \leq V \leq 756,4$	m <sup>3</sup>
<b>4 filtres sont retenus</b>		
Surface unitaire	47,3	m <sup>2</sup>
Volume unitaire	141,8	m <sup>3</sup>
Largeur	5,0	m
Longueur	9,5	m

### 5.5.2 Désinfection par ultra-violet

Le principe de la désinfection par ultraviolet repose sur l'effet bactéricide des rayons UV. On peut en effet distinguer différentes gammes d'ondes électromagnétiques comprises entre 10 et 400 nm (longueur d'onde du rayonnement UV). L'action germicide des rayons UV est maximum à la longueur d'onde de 254 nm. La dose de rayonnement ou quantité transférée aux microorganismes est le paramètre principal du système UV. Cette dose est assurée par des lampes immergées à basse pression de 100 à 120 W (**Degremont, 2005**).

- *Dose moyenne de la dose UV :*

$$D = I * t_s$$

avec,

D : la dose en UV

I : intensité moyenne de rayonnement

$t_s$  : temps de contact (temps de séjours).

L'intensité à mettre en œuvre pour assurer la désinfection des résiduaires sont de l'ordre de  $100 \text{ mw/cm}^2$  pour un temps de contact de 10 à 20 seconds (**Degremont, 2005**)

Pour assurer une désinfection satisfaisante en permanence, l'appareil doit fournir une dose minimal de  $16 \text{ mw.s/cm}^2$ .

- *Le volume du bassin d'UV :*

$$V = Q_p * t_s$$

avec,

$Q_p$  : débit de pointe d'eaux usées,

$t_s$  : temps de contact, soit égal à 15 seconds.

$$\text{Donc : } V = 0,86 * 15 = 12,9 \text{ m}^3$$

### 5.6 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons effectué le dimensionnement des différents ouvrages de la station, à travers les calculs, la superficie totale occupée par les différents ouvrages de traitement est de l'ordre de 1,52 hectares, nous pouvons conclure que la superficie du terrain réservé pour la station d'épuration (10 hectares) sera suffisante même pour une extension de cette station, et même suffisante pour l'implantation des différents ouvrages de gestion et contrôle de la station.

Lors de dimensionnement de la station nous avons respecté les normes algériennes des eaux épurées, et pour cela on propose de réutiliser ces eaux, comme nous allons voir dans le chapitre suivant.

## 6 Chapitre 6 : Réutilisation des eaux usées

La réutilisation des eaux usées traitées a connu une croissance mondiale considérable lors des dernières années. Elle constitue une forme de valorisation d'un potentiel hydrique important et assure une ressource alternative durable en eau. En effet, les eaux usées traitées sont considérées aujourd'hui comme une ressource importante d'eau et leur réutilisation s'inscrit dans toute politique de gestion intégrée des ressources en eau dans le cadre du développement durable.

Dans ce chapitre, nous nous intéresserons aux différentes voies de réutilisation des eaux usées épurées, leurs avantages et impacts. Nous passerons également en revue la réutilisation des eaux usées en Algérie et les normes qu'il existe et terminerons par une proposition de réutilisation des eaux usées traitées de la station d'épuration Mahelma Nord.

### 6.1 Définition et objectifs

La réutilisation des eaux usées est un des éléments de développement et de gestion des ressources en eau qui constitue une option durable pour l'agriculture, les municipalités et l'industrie (**Grondin, 1998**). Par définition, la réutilisation des eaux usées vise à les récupérer, leur apporter éventuellement un traitement complémentaire et les utiliser pour différents usages dans le but de :

- Fournir des quantités complémentaires en eau pour différents usages et combler des déficits hydriques ;
- Assurer l'équilibre du cycle d'eau ;
- Protéger le milieu environnant (**Grondin, 1998**).

### 6.2 Domaines de réutilisation des eaux usées

La réutilisation des eaux usées traitées est très répandue avec différentes formes de valorisation et intervient :

- Dans le secteur agricole ;
- Dans le secteur industriel ;
- En zone urbaine ;
- Dans la production d'eau potable ;
- Dans la recharge des nappes phréatiques ;
- Dans la restauration des milieux humides ;
- Dans le maintien des niveaux d'eau des cours d'eau.

### 6.2.1 La réutilisation agricole

Une des applications les plus répandue est l'irrigation des cultures agricoles. La réutilisation des eaux usées améliore les rendements des cultures tout en préservant le milieu et la ressource. En effet, selon le mode de traitement et par conséquent la qualité des eaux usées épurées, la présence d'éléments fertilisants (azote, phosphore et potassium) et d'oligoéléments (fer, cuivre, manganèse, zinc, etc.) sont à l'origine de l'augmentation significative du rendement des cultures.

La présence de MES, riches en matière organique, contribue également à la fertilisation des sols. De plus, l'irrigation avec des eaux usées épurée constitue une sorte de fertilisation, c'est-à-dire l'application combinée d'eau et de fertilisants via le système d'irrigation.

La disponibilité des eaux pendant toutes les périodes de l'année encouragerait les agriculteurs à augmenter le niveau d'irrigation et les variétés de cultures (**Asano ,1998**).

### 6.2.2 La réutilisation industrielle

Beaucoup d'industries réutilisent déjà leurs propres eaux usées traitées afin d'économiser la ressource en eau et diminuer leurs rejets. Cette pratique a pris de l'ampleur ces dernières décennies

Les usages quant à eux sont très variables. Les centrales électriques, les raffineries de pétrole, les manufactures, les fabriques de béton, les stations de lavage de voiture, l'industrie du papier et du textile, la production d'acier, l'industrie agroalimentaire, ... réutilisent les eaux usées traitées pour le lavage des équipements, dans les tours de refroidissement, pour l'alimentation de bouilloires et parfois comme eau de procédé à l'exclusion de l'industrie agroalimentaire (**Asano ,1998**).

### 6.2.3 La réutilisation dans les zones urbaines

Les utilisations possibles d'eaux épurées en zone urbaine sont extrêmement nombreuses, tels :

- L'arrosage de parcs, de terrains de sport et aires de jeux,
- La climatisation d'immeubles, les chasses d'eau, et l'approvisionnement de fontaines décoratives,
- Les bassins d'agrément, les piscines, les bassins pour la pêche et la navigation de plaisance,
- Le lavage de voirie, les marchés, ...
- Les réservoirs anti-anti-incendie (Ramade, 2000 (**Ramade, 2000**)).

### 6.2.4 La production d'eau potable

Les eaux usées traitées peuvent être utilisées directement comme eau potable. Ainsi, à la suite de leur traitement, elles sont acheminées à des populations afin d'être consommées. Il existe des usages directs, indirects planifiés et non planifiés.

La réutilisation est directe quand l'eau ne revient jamais dans le milieu naturel, les eaux épurées étant directement acheminées de la station d'épuration à l'usine de traitement pour l'eau potable. L'unique exemple dans le monde de réutilisation directe se trouve en Afrique, à Windhoek, capitale de la Namibie.

La réutilisation est indirecte et non planifiée quand les eaux épurées sont rejetées dans un cours d'eau ou une réserve souterraine qui sert à l'alimentation d'une usine de traitement.

La réutilisation est indirecte et planifiée quand elle consiste à rejeter des effluents de station volontairement en amont d'une usine de traitement, au niveau du plan d'eau ou de la nappe qui sert d'ultime réservoir naturel avant le pompage et le traitement.

D'un point de vue sanitaire, il faut noter qu'aucune incidence sur la santé n'a été relevée, aussi bien à Windhoek, où la réutilisation des eaux usées épurées (REUE) existe depuis plus de 25 ans (Asano ,1998).

### 6.2.5 La recharge des nappes

Le dispositif de la recharge de nappe consiste à faire infiltrer ou percoler les eaux usées épurées dans le sous-sol pour :

- La restauration d'une nappe surexploitée par excès de pompage et dont le rabattement est préjudiciable ;
- La protection des aquifères côtiers contre l'intrusion d'eau salée ;
- Le stockage des eaux pour une utilisation différée ;
- L'amélioration du niveau de traitement de l'eau, utilisant de la sorte le pouvoir autoépuration du sol ;
- La protection de l'environnement en évitant de rejeter les effluents dans un cours d'eau ou en mer (Rotbardt ,2011).

### 6.2.6 La restauration des milieux humides

Les eaux usées traitées peuvent être utilisées pour atténuer les impacts des apports anthropiques sur les milieux humides, restaurer les milieux humides, affectés par le pompage d'eau excessif, et/ou d'augmenter leur surface. Comme pour le maintien des niveaux d'eau de surface, ce sont principalement les enjeux fauniques et floristiques qui sont visés (Exall, 2004).

### 6.2.7 Le maintien des niveaux des cours d'eau

Le maintien des niveaux d'eau et le soutien à l'étiage permettent de réduire le stress qui pèse sur les eaux de surface tout en garantissant un meilleur esthétisme ou une amélioration des habitats aquatiques et riverains, et ce, contrairement à la décharge des eaux faite dans la plupart des municipalités qui a pour but principal la disposition de celles-ci. Aussi, le maintien des débits écologiques est en faveur de la conservation de la faune et de la flore des cours d'eau et fournir un débit pour différents usages en aval comme l'irrigation (Rotbardt, 2011).

### 6.3 Avantages de la réutilisation des eaux

Les avantages et les bénéfices les plus importants de la réutilisation de l'eau sont (Asano, 1998) :

❖ *Ressource alternative :*

- L'augmentation de la ressource en eau et la flexibilité d'approvisionnement tout en diminuant la demande globale ;
- La disponibilité des eaux usées épurées qui peuvent être utilisées en tout temps ;
- Le besoin de mobilisation d'autres ressources en eau est différé ;
- L'assurance d'une ressource fiable, disponible et indépendante des sécheresses pour l'irrigation et les usages industriels.

❖ *Conservation et préservation des ressources :*

- Economiser l'eau potable pour la réserver aux usages domestiques ;
- Mobiliser une ressource en eau additionnelle ;
- Diminuer l'usage des ressources que sont les eaux de surface et les eaux souterraines, et ainsi éviter leur surexploitation.

❖ *Valeur économique ajoutée :*

- Dans certains cas, éviter les coûts de l'élimination des nutriments des eaux usées ;
- Réduire ou éliminer l'utilisation des engrais chimiques en irrigation ;
- Assurer des revenus complémentaires grâce à la vente de l'eau recyclée et des produits dérivés ;
- Assurer des bénéfices économiques pour les usagers grâce à la disponibilité de l'eau recyclée en cas de sécheresse.

❖ *Valeur environnementale :*

- Améliorer et maintenir les plans d'eau en cas de sécheresse ;
- Éviter les impacts négatifs liés à la construction de nouveaux barrages, réservoirs, etc...



- Améliorer le cadre de vie et l'environnement (espaces verts, etc.) ;
- Profiter des nutriments apportés par l'eau d'irrigation pour augmenter la productivité des cultures agricoles et la qualité des espaces verts.

### ❖ *Développement durable :*

- Réduire les coûts énergétiques et environnementaux par rapport à ceux de l'exploitation des aquifères profonds, du transport d'eau à longues distances, du dessalement, etc. ;
- Assurer une ressource alternative à faible coût pour les régions arides, la protection des milieux sensibles et la restauration des zones humides ;
- Augmenter la production alimentaire en cas d'irrigation.

## 6.4 Limites et contraintes

La réutilisation des eaux usées épurées possède de nombreux avantages mais cette pratique a aussi ses limites et contraintes. Les principales limites et contraintes sont :

### 6.4.1 Disponibilité spatiale et temporelle des eaux usées épurées

Les eaux usées épurées ne sont pas toujours disponibles à proximité des zones où l'utilisation est possible. Cette distance oblige donc des systèmes de distribution, ainsi que dans certains cas un pompage, c'est à dire une augmentation des coûts proportionnellement à avec cette la distance entre la source et l'usage. De plus, la demande varie en fonction des saisons. En effet, en saison estivale, les besoins sont plus importants qu'en hiver à cause de la demande élevée pour les usages agricoles, urbains et récréatifs (**Rotbardt ,2011**)

### 6.4.2 Conséquences environnementales

Les eaux usées peuvent contenir différents contaminants, biologiques, organiques et/ou inorganiques, pouvant être nocifs pour la santé et ainsi limiter leur potentiel de réutilisation. Si la réutilisation des eaux usées traitées est mal encadrée ou si l'eau n'est pas ou est trop peu traitée, les usages pour la production d'eau potable les usages pour la production d'eau potable et l'irrigation de cultures alimentaires sont alors plus risqués pour la santé humaine (**Rotbardt ,2011**)

Certains contaminants chimiques peuvent affecter la qualité des eaux de surface, des eaux souterraines, ainsi que les milieux aquatiques et riverains. Si les eaux ne sont pas assez traitées, l'excès de nutriment, notamment le phosphore et l'azote, peut causer l'eutrophisation des plans d'eau. Celle-ci peut à son tour causer une diminution de l'oxygène disponible pour les espèces fauniques et floristiques aquatiques. De plus, un effluent avec une charge organique élevée peut aussi causer une baisse de l'oxygénation pouvant avoir un impact sur la vie aquatique.

D'autre part, la réutilisation des eaux usées à des fins d'irrigation peut avoir des conséquences environnementales néfastes. En effet, l'excès de nutriments, particulièrement de carbone et d'azote, peut affecter la croissance des plantes. D'autres éléments, comme le sodium et le bore, peuvent aussi avoir un impact négatif sur les cultures au-delà d'une certaine concentration.

Les eaux usées traitées utilisées pour recharger les nappes phréatiques peuvent contenir des toxines, des pathogènes, et des contaminants chimiques pouvant provoquer une contamination, surtout lorsqu'il est question d'injection directe dans l'aquifère (Exall, 2004).

### 6.4.3 Acceptation des publics

Si les eaux usées peuvent être traitées afin de répondre à de très hauts critères de qualité à des fins de production d'eau potable, les gens préfèrent une eau de source naturelle de moindre qualité à une eau usée traitée répondant aux plus hauts standards de qualité.

Ils sont contre cette utilisation directe et sont en faveur de la réutilisation d'eaux usées traitées pour la lessive, les usages récréatifs et la recharge de la nappe phréatique et de l'utilisation en milieu industriel (Asano, 1998).

## 6.5 Réutilisation des eaux usées en Algérie

La réutilisation des eaux usées traitées a été longtemps délaissée, en raison de l'état défectueux du parc de stations d'épuration qu'il a fallu réhabiliter. Elle est devenue un axe important de la nouvelle politique de l'eau avec la remise en état des anciennes STEP et la construction de nouvelles stations. Plusieurs projets d'irrigations à partir des eaux usées traitées sont en cours d'études ou déjà réalisés.

Parmi les stations d'épurations exploitées par l'ONA (Office nationale d'assainissement) à travers les 43 wilayas, quelques stations sont concernées par la réutilisation des eaux usées épurées en agriculture (STEP de Ouargla, Guelma, Tlemcen, Mascara, Tizi et Boumerdes).

En 2011, le volume réutilisé est estimé à 17 millions de m<sup>3</sup>/an pour irriguer plus de 10 000 hectares de surfaces agricoles. En effet ce potentiel de réutilisation des eaux usées épurées à des fins agricoles a connu une évolution significative où environ 45 millions ont été enregistrés en 2012 et 300 millions de m<sup>3</sup> en 2014 (ONA, 2014 ; MRE, 2012).

La présence de normes de rejet spécifiques à la réutilisation des eaux usées en agriculture ainsi que la présence de textes réglementaires fixant les modalités de réutilisation des eaux usées et la liste des cultures et les conditions de leur irrigation par les eaux usées épurées constituent une promotion de projets de réutilisation des eaux usées épurées (Hannachi et al., 2014).

## Chapitre 6 : Réutilisation des eaux usées

Ces textes sont comme suit :

Le décret exécutif n° 05 - 12 du 04 août 2005, publié dans le Journal Officiel de la République Algérienne n°60, relative à l'eau, a institué la concession d'utilisation des eaux usées épurées à des fins d'irrigation (**JO, 2005**).

Le décret exécutif n° 07-149 de 20 mai 2007 publié dans le Journal Officiel de la République Algérienne n° 41, fixe les modalités d'utilisation des eaux usées épurées à des fins d'irrigation sous forme de concession ainsi que le cahier des charges-type y afférent (**JO, 2012**).

L'arrêté interministériel du 8 Safar 1433 correspondant au 2 janvier 2012, promulgué par les ministres chargés des ressources en eau, de l'agriculture et de la santé, fixe les spécifications physico-chimiques des eaux usées épurées destinées à l'irrigation agricoles et la liste des cultures pouvant être irriguées avec des eaux usées épurées (tableau 6-1 et 6-2)

**Tableau 6-1: Norme Algérienne: Spécifications physico-chimiques des eaux usées épurées destinées à l'irrigation agricoles (JO, 2012)**

Paramètre	Symbole	Unité	Concentration maximale <sup>a</sup>	
pH	-		6,5 < pH < 8,5	
Conductivité électrique	CE	dS/m	3	
Demande chimique en oxygène	DCO	mg O <sub>2</sub> /L	90	
Matière en suspension	MES	mg/L	30	
Chlorures	Cl	mg/L	10	
Sodium	Na	mg/L	1000	
Pourcentage de Sodium Adsorbé (Infiltration)				
SAR = 0-3			0,2	
SAR = 3-6			0,3	
SAR = 6-12			0,5	
SAR = 12-20			1,3	
SAR = 20-40			3	
Eléments toxiques <sup>b</sup>	Phénols		mg/L	0,002
	Aluminium	Al	mg/L	5
	Arsenic	As	mg/L	0,1
	Béryllium	Be	mg/L	0,1
	Bore	B	mg/L	2,0
	Cadmium	Cd	mg/L	0,01
	Cobalt	Co	mg/L	0,05
	Chrome	Cr	mg/L	0,1
	Cuivre	Cu	mg/L	0,2
	Cyanures		mg/L	0,05
	Fer	Fe	mg/L	5,0
	Fluor	F	mg/L	1,0

## Chapitre 6 : Réutilisation des eaux usées

	Lithium	Li	mg/L	2,5
	Manganèse	Mn	mg/L	0,2
	Mercure	Hg	mg/L	0,001
	Molybdène	Mo	mg/L	0,01
	Nickel	Ni	mg/L	0,2
	Plomb	Pb	mg/L	5,0
	Sélénium	Se	mg/L	0,02
	Vanadium	V	mg/L	0,1
	Zinc	Zn	mg/L	2,0

(a) Une tolérance de 10 % maximum est acceptable pour une mesure à condition que ce dépassement ne se représente pas plus de trois fois pour des campagnes d'analyses consécutives  
 (b) Pour type de sols à texture fine, neutre ou alcalin

**Tableau 6-2: Norme Algérienne: Spécifications microbiologiques des eaux usées épurées destinées à l'irrigation agricoles (JO, 2012)**

Groupe de culture	Paramètres microbiologiques	
	Coliformes fécaux (CFU/100ml)	Nématodes intestinaux (œufs/1)
Irrigation non restrictive, culture de produits pouvant être consommés crus.	<100	Absence
Légumes qui ne sont consommés que cuits, légumes destinés à la conserverie ou à la transformation non alimentaire.	<250	<0,1
Arbres fruitiers (1), cultures et arbustes fourragers (2), cultures céréalières, cultures industrielles (3), arbres forestiers. plantes florales et ornementales (4).	Seuil recommandé <1000	<1
Cultures du groupe précédent (CFU/100ml) utilisant l'irrigation localisée (5) (6).	pas de norme recommandée	pas de norme recommandée

(1) L'irrigation doit s'arrêter deux semaines avant la cueillette. Aucun fruit tombé ne doit être ramassé sur le sol. L'irrigation par aspersion est évitée.

(2) Le pâturage direct est interdit et il est recommandé de cesser l'irrigation au moins une semaine avant la coupe.

(3) Pour les cultures industrielles et arbres forestiers, des paramètres plus permissifs peuvent être adoptés.

(4) Une directive plus stricte (<200 coliformes fécaux par 100 ml) est justifiée pour l'irrigation des parcs et des espaces verts avec lesquels le public peut avoir un contact direct, comme les pelouses d'hôtels.

(5) Exige une technique d'irrigation limitant le mouillage des fruits et légumes.

(6) A condition que les ouvriers agricoles et la population alentour maîtrisent la gestion de l'irrigation localisée et respectent les règles d'hygiène exigées. Aucune population alentour.

### 6.6 Cas de la STEP Mehalma Nord

Dans le projet de la conception de la station d'épuration de Mehalma Nord, les eaux usées épurées sont acheminées vers :

- Oued Saf-Saf et oued Larhat;
- Retenue collinaire de la résidence d'état de Zeralda.

La commune de Sidi Abdellah peut profiter des eaux épurées de la station d'épuration de Mahelma Nord, en les réutilisant pour l'irrigation agricole.

En implantant un bassin de rétention à l'aval de la station et en amont de la retenue collinaire de la résidence d'état de Zeralda dont le volume de  $3782\text{m}^3$  est calculé pour un temps de séjour de 2 heures et un débit produit par la station d'épuration de  $45384,7\text{ m}^3/\text{j}$ .

Les eaux sont alors stockées et disponibles pour une réutilisation. Le surplus est évacué vers la retenue collinaire de la résidence d'état de Zeralda par un système de trop-plein.

### Conclusion générale

Pour garder un équilibre écologique et pour diminuer le taux de pollution au niveau de la ville nouvelle de Sidi Abdellah, nous avons contribué à la conception d'une station d'épuration dans cette ville, d'une capacité de traitement de 292669 équivalents habitants à l'horizon 2030.

L'objectif de ce modeste travail est l'obtention d'une eau épurée qui satisfait aux normes de rejets édictées par l'Etat Algérienne et pouvant par suite être évacuée sans danger dans le milieu naturel ou bien être utilisée dans le cadre de mesures nécessaires à une bonne gestion de l'eau (recyclage).

En effet, la technique de traitement est choisie sur la base des charges polluantes à traiter, le milieu récepteur et la disponibilité du site d'implantation.

Le traitement des eaux commence par une épuration physique des eaux usées arrivant à la station suivi d'une épuration biologique (boues activées à faible charge) et qui s'achève par une désinfection.

Enfin, il reste à signaler que le rendement d'une station d'épuration et même sa durée de vie sont étroitement liées à l'entretien et à la gestion de celle-ci, raison pour laque beaucoup de stations sont aujourd'hui inexploitées à cause de ce problème.

### Bibliographie

ASANO, T. Waste water reclamation and reuse: Water quality management library. Les États-Unis : CRC Press Inc, 1998. 1528 p. ISBN: 9781566766203.

AUDI, JM. Traitement des eaux usées urbaines. CIRSEE : Lyonnaise des eaux, 2002. 418p.

BECHAC, P. BOUTIN, P., MERCIER, B et NUER, P. Traitement des eaux usées. Paris : Eyrolles, 1987. 262 pages.

BOUTIN, C. Eléments de comparaison technique et économique des filières d'épuration adaptées aux petites collectivités. France : IRSTEA ,2010. pp 47-55.

CARDOT, C. Les traitements de l'eau pour l'ingénieur : procédés physico-chimiques et biologiques, cours et problèmes résolus. Paris : Ellipses, 302 p. Technosup. ISBN 978-2-7298-6187-2.

DEGREMONT, S. Mémento technique de l'eau. Paris : Lavoisier, 1989. 1459 p. Techniques et documentation. ISBN2-74300-717-6.

DEGREMONT, S. Mémento technique de l'eau. Paris : Lavoisier, 2005. Techniques et documentation. ISBN 9782743007171.

ECHENFELDER, W. Gestion des eaux usées urbaines et industrielles. Paris : Lavoisier, 1982. 503 p. Technique et documentation. ISBN 2-85206-129-5.

EDDY et METCALF. Waste water engineering treatment and reuse. New York: McGraw-Hill, 2002. 1878 p. ISBN 978-0070418783.

EXALL, K. A review a water reuse and recycling with reference to Canadian practice and potential: Applications. 2004. Water Quality Research Journal, vol. 39, n° 1, pp.13-28.

GAID, A. Epuration biologique des eaux usées urbaines Tome 1. Alger : OPU, 1984. 261 p. Office des publications universitaires.

GAID, A. Epuration biologique des eaux usées urbaines Tome 2. Alger : OPU ,1984. 234 p. Office des publications universitaires.

GRONDIN, P. Eau et développement durable : Témoignages de la société civile. Paris : GRETE ,1998.112 p. Groupe de recherche et d'échange technologique. ISBN : 2-86844-090-8

GROSCLAUD, G. L'eau : Usages et polluants. Paris : INRA, 1999. 210 p. Un point sur. ISBN 9-7827-3800-8640.

HANNACHI, A., GHARZOULI, R., DJELLOULI, TY. Gestion et valorisation des eaux usées en Algérie. Septembre, 2014, Larhyss Journal, ISSN 1112-3680, n°19, pp 51-62.

JO, Journal officiel de la République Algérienne N°60. 2005. Algérie, pp 3-18.

## Bibliographie

---

- JO. Journal officiel de la République Algérienne N° 41. 2012. Algérie, 4 pages
- KOLLER, E. Traitement des pollutions industrielles : eau, air, déchets, sols, boues. Paris : Dunod, 2004. 576 p. Techniques et ingénierie. ISBN 978-2100521043.
- MRE, Documentation sur les ressources superficielles 2012. Ministère de ressources en eau, Algérie. 20 p.
- NEE. L'étude de réadaptation du schéma directeur d'assainissement en fonction des nouveaux aménagements de la nouvelle ville de Sidi Abdellah. Rapport du bureau d'étude Nationale Eau et Environnement. 2012. 100 pages
- OIE. Office International de l'Eau. Définition de la pollution et norme de rejet. 61 p. ISBN 92-894-1690-4.
- ONA, Documentation interne du service d'exploitation 2014. Office nationale d'assainissement, Algérie. 20p
- QASIM, SR. Wastewater Treatment and Reuse: Principles and Basic Treatment. États-Unis : CRC Press LLC, 1999. 1161 p.
- RAMADE, F. Dictionnaire encyclopédique des pollutions. Paris : Ediscience, 2000. 660p. ISBN : 9782840741657.
- REJSEK, F. Analyse des eaux : Aspect réglementaire et technique. Bordeaux : centre régionale de documentation pédagogique d'aquitain CRDP, 2002. 360 p. Biologie technique. ISBN 2-86617-420-8.
- RODIER, J. L'analyse de l'eau : eaux naturelles, eau résiduaire, eau de mer. Paris : Dunod, 1996. 1383 p. Techniques et ingénierie. ISBN 978-2100024162.
- ROTBARD, A. Réutilisation des eaux usées traitées : Perspectives opérationnelles et recommandations pour l'action. France : AFD, 2011. 85 p.
- SADOWSKI, AG. Méthode de calcul d'une filière de traitement : boue activées –Très faible charge, nitrification et dénitrification, Traitement du phosphore. France : SHU, ENGEES, 2002. 103 p.
- SATIN, M. SELMI, B & REGIS, B. Guide technique de l'assainissement. Paris : Moniteur, 1999. 724 p. Référence technique. ISBN 978-2-281-11239-9
- SALGHI, R. Dimensionnement d'une station d'épuration par boues activées. Ecole nationale des sciences appliqués d'Agadir, 2009. 20 p.
- SATIN, M. SELMI, B & REGIS, B. Guide technique de l'assainissement. Paris : Moniteur, 2010. 776 p. Référence technique. ISBN 978-2-281-11477-5.



## Bibliographie

---

THOMAZEAU, R. Station d'épuration : eaux potables-eaux usées, précis théorique et technologique. Paris : Lavoisier, 1981. 435 p. Techniques et documentation. ISBN 978-2-85206-114-9.

VNSA. Finalisation du plan d'aménagement de la ville nouvelle de Sidi Abdellah, Rapport du service technique de la direction de la ville nouvelle de Sidi Abdellah. 2015 .117 page